TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS ALUNOS DO I.S.T.

N.º 110 - Abril - 1940

"LUSALITE"

fibro-cimento nacional

EM

INCOMBUSTÍVEL
LEVE
RESISTENTE
ISOLADOR
IMPUTRESCÍVEL

Tubos para pressões hidráulicas de 3 a 12 K.os/cm.2
Chapas onduladas para coberturas
Chapas lisas para revestimento de tetos, tabiques, etc.
Produtos da Sociedade Portuguesa de Fibro-cimento

ÚNICOS CONCESSIONÁRIOS:

CORPORAÇÃO MERCANTIL PORTUGUESA, L.DA

Rua de S. Nicolau, 123

Telefones: 2 2091 — 2 2092 — 2 2093 — **LISBOA** — Telegramas: Lusalite

Barricas de 180 kilos

Sacos de juta de 50 kilos

Sacos de papel de 50 kilos

Sede: Rua do Caes de Santarem, 64, 1.º — LISBOA
Filial do Norte: Rua Formosa, 297, 1.º — PORTO

AGÊNCIAS EM TODO O PAÍS

NÚMERO
110
Abril—1940

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS
ALUNOS DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Redacção e Administração: AV. ROVISCO PAIS, IST / LISBOA-N. / TEL. 49144 (linha 50)

DIRECTOR
MANUEL DUARTE GASPAR
ADMINISTRADOR
CARLOS KRUS ABECASIS
BIBLIOTECÁRIO
NUNO ABRANTES
CORPO REDACTORIAL
SEBASTIÃO MURTEIRA
FRANCISCO MARQUES MAIA
VASCO MENDES DE SOUSA

NÚMERO AVULSO..... 5$00

ASSINATURAS:

	3 N.os	6 N.os	12 N.os
Continente e Ilhas	12$00	23$00	44$00
Colónias Portuguesas e Espanha...	—	30$00	55$00
Estrangeiro.....	—	40$00	70$00

EDITOR E PROPRIETÁRIO
ASS. DOS ALUNOS DO I. S. T.

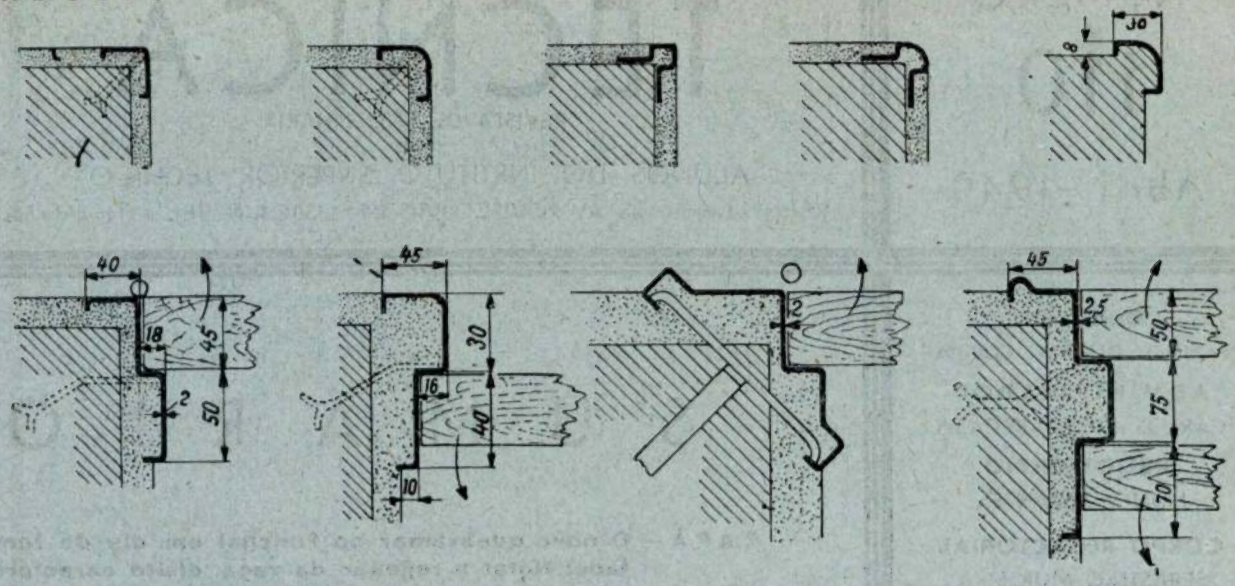
COMPOSTO E IMPRESSO
NAS
OFICINAS FERNANDES
RUA CRUZ DOS POIAIS, 103
LISBOA

SUMÁRIO

CAPA — O novo quebramar do Funchal em dia de tempestade. Notar a reflexão da vaga, efeito característico dos quebramares verticais.

		Págs
As fundações da igreja de Nossa Senhora de Fátima, em Lisboa	Eng. Civil Ricardo Teixeira Duarte	677
O novo cinema «Cinearte» . . .	Eng. Civil Ângelo Ramalheira	687
Possibilidade dum ábaco para o cálculo dos suportes reforçados de Secção Circular—Compressão simples	Eng. Civil Daniel Maria Vieira Barbosa	705
Cálculo duma caldeira de vapor	José Faria da Fonseca Santos	713
Desabamento dum trôço da estrada de Outão, nas proximidades de Setúbal	Francisco Silveira Ramos . .	723
Do Mundo Técnico	. . . . .	724
Notas Bibliográficas	. . . . .	727
Publicações recebidas	. . . . .	728

ALGUNS EXEMPLOS DOS PERFIS QUE SE PODEM REALIZAR



LISBOA **FÁBRICA PORTUGAL**

FABRICAÇÃO DE PERFIS DE CHAPA PARA TODOS OS GÉNEROS DE TRABALHOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL

UMA REVOLUÇÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Publicações da TÉCNICA

Modernas Concepções da Mecânica
Prof. MIRA FERNANDES

Viga de Comprimento finito assente sôbre terreno elástico
Prof. G. MAGNEL

Tabelas de Resistência de Materiais
Prof. VICENTE FERREIRA

Ábacos para o Cálculo de Betão Armado
Eng. VASCO COSTA

Regulamento do Betão Armado
(1929)

Regulamento de Pontes Metálicas
(1935)

À venda na redacção da TÉCNICA

Granulados de mármores
para exportação e para o país

Mosaicos de granulados de mármore

OS MAIS BONITOS
OS MAIS RESISTENTES
OS MAIS VANTAJOSOS

Soc. Portuguesa CADAN

Rua D. Estefania, 42
Telefone 47812 — Lisboa

FILIAL NO PÔRTO:
GALERIA DE PARIS, 42
TELEFONE 2254

— Uma —
Impermeabilização
perfeita
obtem-se com

SIKA

nas construções urbanas, industriais
e obras hidráulicas

SUPRIME HUMIDADES
EVITA INFILTRAÇÕES

FABRICANTES:
KASPAR WINKLER & C.º
Zürich — Altstetten (Suissa)

AGENTE-DEPOSITÁRIO EM PORTUGAL:
CARLOS ABREU BAPTISTA
Rua da Emenda, 111, 1.º—LISBOA
Telefone 26902

EMULSÕES

de asfalto para estradas

Todos os tipos e percentagens

TELEFONE 20879
Telegramas: Epalda—LISBOA

FÁBRICA EM SACAVÉM

Standard Electrica

RECTIFICADORES DE SELÉNIO

Rectificadores secos de tôdas as voltagens e amperagens, para tôdas as aplicações. São anti-parasitários e de duração ilimitada. Absolutamente silenciosos, não têm partes móveis e não carecem de qualquer assistência. Ocupam um espaço muito reduzido sendo a sua eficiência superior à dos outros tipos de rectificadores existentes.

PEDIDOS E ESCLARECIMENTOS A:

STANDARD ELECTRICA
PRAÇA DOS RESTAURADORES, 47, 1.º—LISBOA

União Eléctrica Portugueza, S. A.

SEDE SOCIAL

Rua Duque de Loulé, 240 — PORTO

CAPITAL { Acções..... 40:000 contos
Obrigações 30:500 contos

ELECTRICIDADE DO LINDOSO

FORÇA { Hidráulica..... 40:000 HP
Térmica ..... 20:000 HP

Potência já contratada 20:000 HP
Potência disponível... 22:000 HP

Extensão total das linhas em exploração: 1:000 quilómetros

A **U. E. P.** tem as melhores tarifas e concede as maiores facilidades para electrificação de fábricas e para abastecimento de rêdes de distribuïção nos Distritos de: **Viana do Castelo, Braga, Pôrto, Aveiro, Coimbra, Vizeu e Leiria.**

Consultai a U. E. P.

CIMENTO

SECIL

Fabricado pelos mais modernos processos e preferido para todos os trabalhos de responsabilidade.

Sacos de papel ou de juta com 50 Kg.
Barricas de 180 Kg.

S E C I L

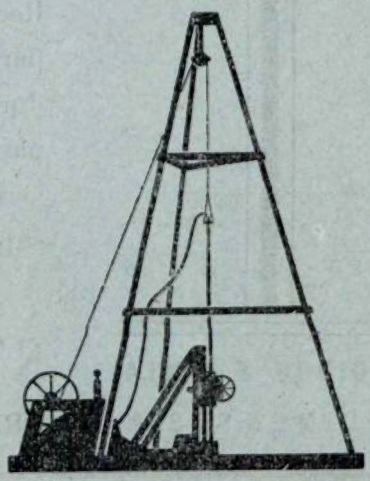
COMPANHIA GERAL DE CAL E CIMENTO
RUA DO COMERCIO, 56, 3.º
LISBOA

Sondages. Etanchements. Consolidations "Procédés Ródio"

Sondagens geológicas
Estudo da resistência e permeabilidade de terrenos; laboratório geofísico
Consolidação e impermeabilização de terrenos e alvenarias por meio de injecções de cimento, produtos químicos, emulsão betuminosa Shellperm, etc.
Estacas de beton armado, sistema **Ródio** sem fazer trepidar o solo
Rebocos comprimidos por «cement gun»
Fundações em terrenos difíceis por congelação artificial, ou baixando o nível da água friática.

Sociedade Anónima com séde em PARIS

As melhores referências no paiz e no estrangeiro



Engenheiro delegado para Portugal

Walter Weyermann

P. do Município, 32-2.º--LISBOA Tel. 2 8685

TÉCNICA

MANUEL DUARTE GASPAR

DIRECTOR

ANO XV - N.º 110 ABRIL 1940

AS FUNDAÇÕES DA IGREJA DE NOSSA SENHORA DE FÁTIMA, EM LISBOA

PELO ENG. CIVIL (I. S. T.) RICARDO TEIXEIRA DUARTE

Aspecto geral do problema

As fundações da nova Igreja de Nossa Senhora de Fátima, na Avenida Marquês de Tomar, tornejando para a Avenida de Berna, em Lisboa, oferecem principalmente o interêsse técnico que lhes empresta o problema geológico análogo a muitos que se apresentam nalgumas regiões do País e numa grande área da Capital.

Não há particularidades interessantes na forma de actuação das cargas, porque todos os esforços horizontais foram eliminados por meio de tirantes.

O resultado de três sondagens geológicas feitas no local, além da observação directa do solo e da comparação com antigas sondagens próximas, serviu de base ao projecto.

Estava-se em presença de uma camada quási geral de aterros com dois ou três metros de altura, repousando sôbre areias argilosas com cêrca de $1^m,00$ de espessura média. Por baixo argilas revolvidas, em parte levavam os terrenos suspeitos, nalguns pontos, a perto de $6^m,00$ de profundidade abaixo do nível do solo.

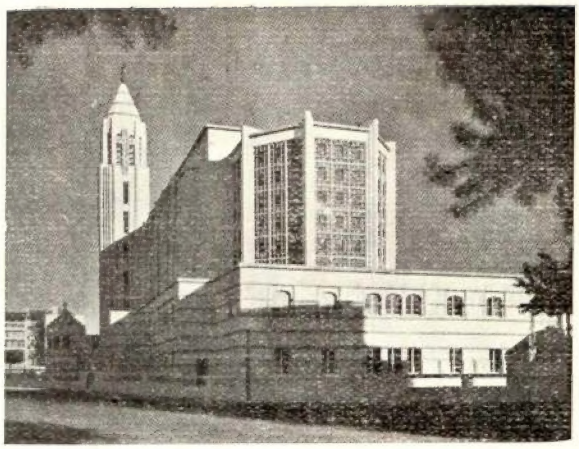
O sub-solo verdadeiramente firme, isto é, em estratos certamente não revolvidos, é constituido por argilas compactas cinzentas, com lentículas calcáreas ou lenhíticas, mergulhando ligeiramente para E.-NE. e tendo superiormente, do lado da Avenida Marquês de Tomar, argilas mais claras e duras.

Houve que esclarecer dúvidas derivadas da hipótese de falhas, e averiguar cuidadosamente a causa das fendas que apresentam as fachadas de alguns prédios das proximidades.

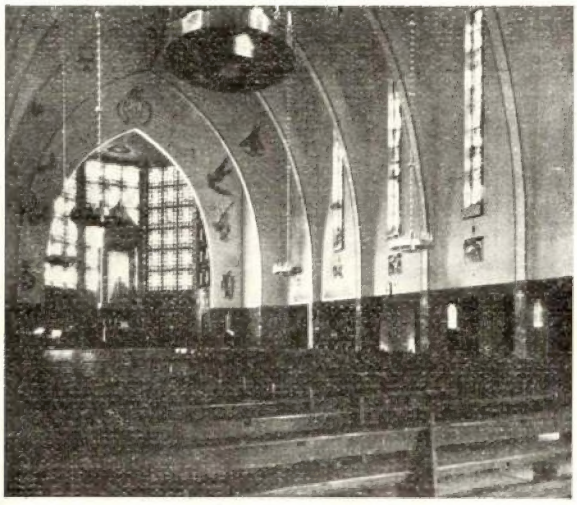
Levar as fundações directamente aos estratos suficientemente homogéneos, entre $4^m,00$ e $6^m,00$ de profundidade, era econòmicamente irrealizável. O recurso a estacas justifica-se plenamente.

A planta geral das fundações e as fotografias das fachadas e do interior da Igreja, dão simultâneamente uma visão de conjunto do notável projecto do Sr. Arquitecto e Professor Pardal Monteiro e mostram as soluções adoptadas para se obter a estabilidade dos alicerces da obra.

Fachada principal e lado sul



Fachada posterior e lado norte



Aspecto interior

A Igreja compõe-se duma grande nave, dois colaterais, a abside, seis capelas laterais, baptistério, capela mortuária, sacristia e várias dependências.

A grande nave, completamente livre de colunas ou pilares tem cêrca de 17 metros de largo e comporta 800 pessoas sentadas.

O baptistério, a capela dos mortos e a sacristia, constituem corpos anexos.

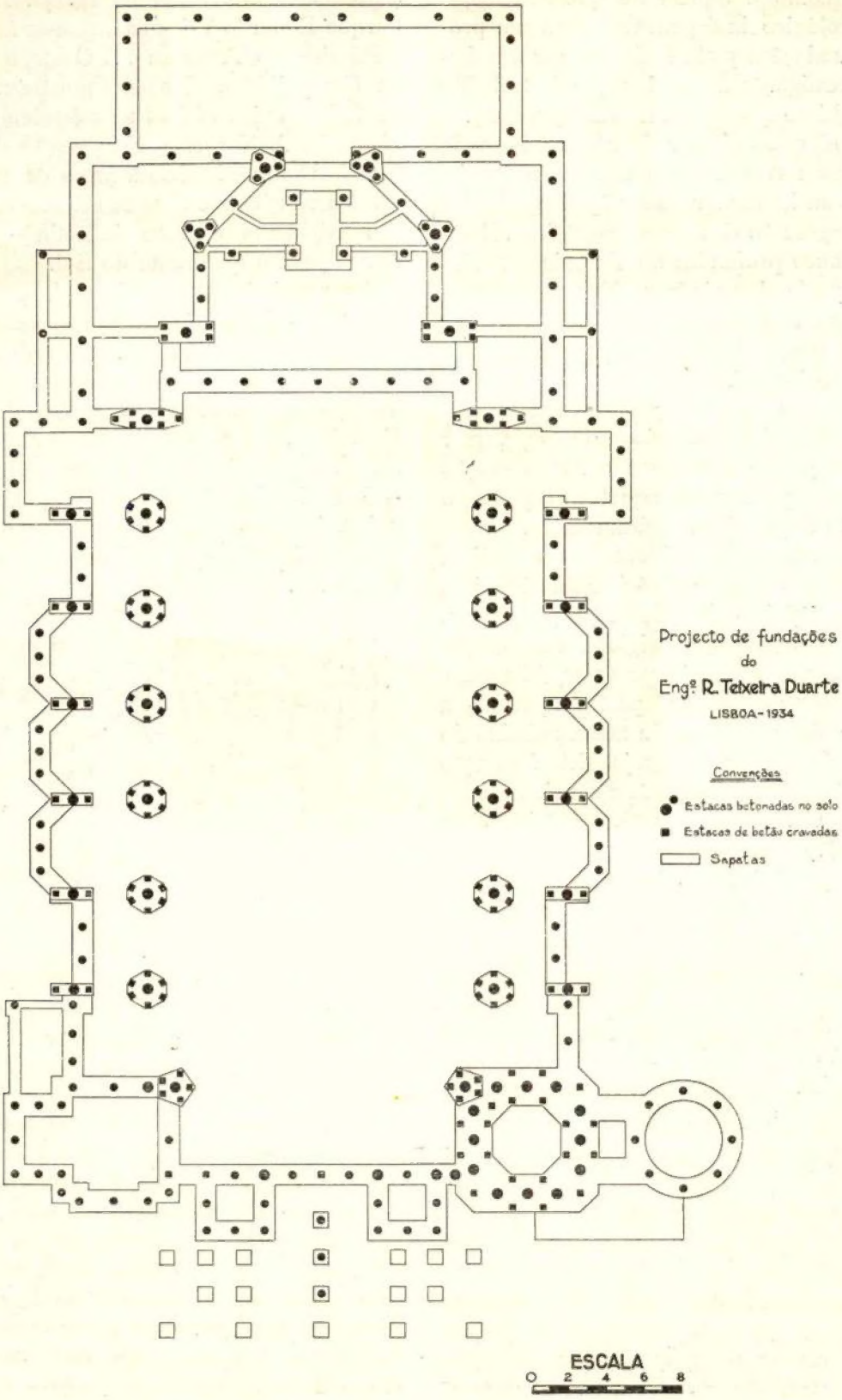
A entrada principal é precedida de uma escadaria que vence a diferença de nível entre a Avenida e o pavimento da nave estabelecido sôbre aterros. Ao cimo da escadaria há um pequeno nartex que abriga a porta principal e as portas de acesso das ante-câmaras da nave.

A Capela-mor é formada por um arco de 15 metros que antecede o arco do Altar-mor e a abside que é constituída por êste último arco e por quatro pilares.

O problema da construção foi resolvido por recurso a estrutura de betão armado em tôdas as partes principais do edifício, ou seja no corpo principal, na tôrre e na abside. Nos corpos acessórios empregou-se uma estrutura mixta de betão e de alvenaria.

Os arcos principais da Igreja têm de vão 17,20 m. ou seja, 20,00 m. acima do pavimento. Os arcos são constituídos por nervuras com 0,45 m. de espessura cuja dimensão no fêcho é de 0,80 m.

FUNDAÇÕES DA IGREJA DE Nª Sª DE FATIMA



Dados geológicos

Nas zonas bem estudadas por distintos geólogos, como é aquela de que se trata, o estudo geológico indispensável para um projecto de fundações pode limitar-se a um trabalho de investigação e coordenação do trabalho alheio. Foi isso que se fêz no caso presente.

Para podermos ajuïzar de como é formada a base dos terrenos onde assenta a Igreja, devemos considerar a recuada época geológica da lenta regressão dos mares cretácicos. Estes eram já pouco profundos no Turoniano médio e menos profundos ainda no Turoniano superior, até que se deu a emersão das terras que por largo tempo haviam de permanecer em regimen continental.

Quer fôssem as erupções basálticas que tivessem obrigado o cretácico a emergir, quer fôsse êste que se enrogasse por uma «acção de costas» e provocasse aquelas erupções, o que é certo é que elas surgiram então.

A topografia muito acidentada e um clima muito quente e extraordinàriamente húmido, realizaram depois as condições propícias para a formidável erosão que originou a Formação de Benfica, a qual nos interessa aqui bastante por se encontrar (a sua parte superior), a menos de duas dezenas de metros abaixo do nível das fundações da Igreja. Esta formação é constituída por argilas, grés e conglomerados grosseiros visíveis, em parte, nas trincheiras de Palhavã.

A fase geológica seguinte é caracterizada pela transgressão marinha oscilatória que deu origem ao grande golfo miocénico. Os seus primeiros depósitos, exactamente aqueles que constituem os terrenos em que estão cravadas as estacas de fundação da Igreja (Burdigaliano inferior) são depósitos litorais, essencialmente argilosos, heterogéneos quanto a materiais englobados e irregulares quanto à forma dos depósitos.

Os movimentos que permitiram aquelas e posteriores oscilações dos mares (movimentos alpinos) não puderam dar-se sem originarem uma rêde de falhas, entre as quais se encontram algumas das que cortam os terrenos de Lisboa.

Os estratos da zona que estamos considerando encontram-se hoje inclinados para Nordeste, por efeito dos movimentos posteriores. Do lado do Rêgo aflora a Formação de Benfica que vai passar a $18^{m},00$ de profundidade no cruzamento dos eixos da Igreja. A Sul, no Parque Eduardo VII, encontram-se à superfície o Basalto e o Turoniano. A Oeste, o complexo de Campolide e Monsanto mostra a sua rêde de falhas cujos efeitos se estendem a grande distância. A Noroeste, a formação de Benfica está fortemente inclinada (mais de 45°).

Só a Nordeste e Este os estratos miocénicos são regulares embora inflectindo pouco a pouco para o quadrante do Sul.

As proximidades do local foram portanto bastante agitadas e é mesmo possível que se estendam até ali repercussões da falha da Estrangeira que, embora modificada na sua direcção, ainda atravessa a Rua do Arco do Carvalhão. Como adiante se verá, a topografia da superfície das camadas firmes do sub-solo no local da Igreja, revela a existência de dois vales confluentes, em frente um do outro, com a direcção que poderia ser atribuída a uma falha.

Planta topográfica das Avenidas Novas indicando o local da Igreja, a formação de Benfica e as antigas linhas de água

Não há porém razão que nos leve a dar como prováveis acidentes tectónicos que justifiquem qualquer receio pela construção naquele local. Se tivéssemos receio de construir aqui, deveriam estar sem construções muitas zonas da cidade de Lisboa.

A falha que possa haver em planalto tão regular e suficientemente afastado das grandes falhas acima citadas, não terá, na presente época geológica, mesmo perante abalos sís-

micos, mais do que oscilações horizontais de pequeníssima amplitude. Por isso, a formação de Benfica e as camadas de argilas burdigalianas devem ser suficientes para absorver essas hipotéticas oscilações.

O exame dos prédios fendidos das Avenidas próximas do local, confirmando os estudos pormenorizados que fiz nalgumas que fui chamado a consolidar, revelou-me sempre causas de ruína de fácil explicação por defeitos das fundações, sem deixar lugar a suspeitas de movimentos do sub-solo.

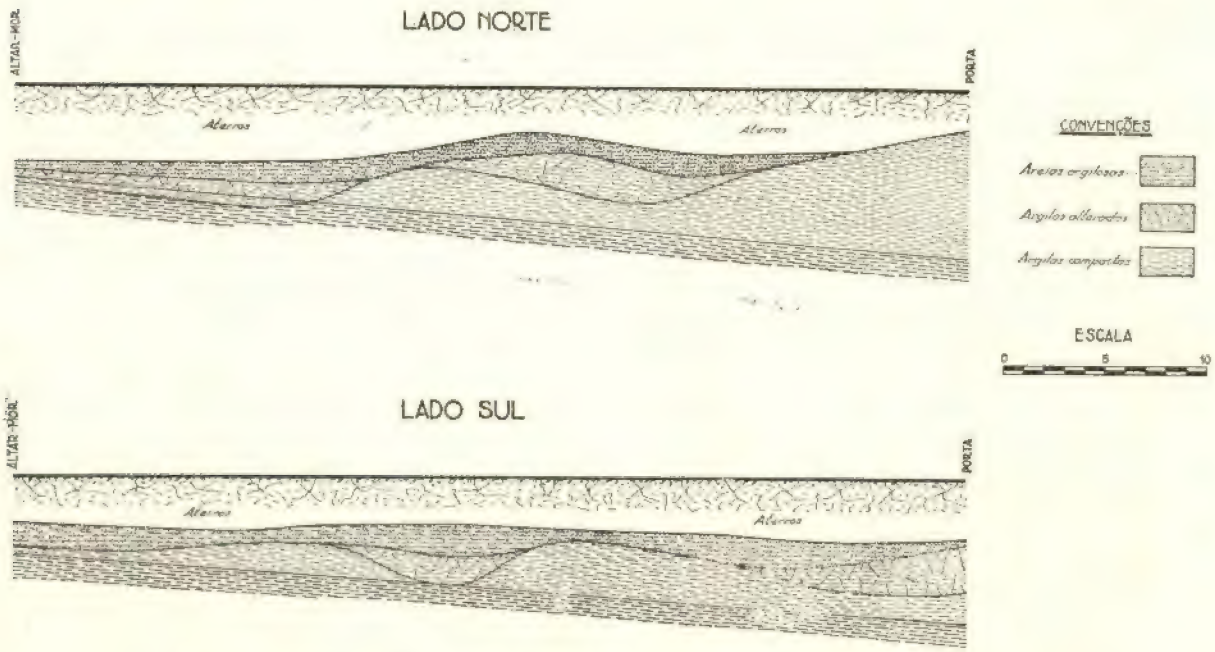
O planalto chamado das Avenidas Novas, ainda há 30 anos estava coberto de hortas e de explorações de argila que pouco a pouco começaram o nivelamento da sua superfície que a urbanização concluiu.

Nas antigas linhas de água estão acumulados aterros argilosos que atingem com freqüência 5,00 m. A circulação de água não foi eliminada sob êsses aterros e embebe-os de inverno. Portanto, muitos prédios estão fundados em terrenos revolvidos cujas alternativas de humidade e secura lhes causam deslocações lentas; alguns têm parte dos alicerces em terreno relativamente estável, e parte sôbre os enchimentos das antigas barreiras. São estas as causas patentes das ruínas observadas.

Análogos aterros ainda mais espessos; uma circulação de água subterrânea mais intensa, porque nos encontramos numa bacia lagunar, são as características do local em que a Igreja foi edificada. Êste foi o ponto de vista em que incidiu mais cuidadoso estudo.

A cêrca de 3,00 m. de profundidade, sob os aterros, os terrenos são aluvionários, entre os 4,00 m. e 5,50 m. encontram-se já argilas compactas, mas, que nem por tôda a parte estão na sua primitiva posição (aquela posição em que as deixou o mar Miocénico), a erosão fluvial talhou na sua superfície vales efémeros que as argilas das próprias margens preencheram mais tarde.

É certo que a reposição e a compressão posterior quási reconstituíram essas argilas na sua consistência primitiva e podemos confiar nelas, embora tenhamos de chamar verdadeiramente firme só à superfície seguramente não revolvida. Essa superfície encontra-se entre 4,00 m. e 5,50 m. e é constituída por argilas de côres mais claras nos sítios mais altos, como junto da Tôrre, e por argilas cinzentas escuras nos sítios de maior profundidade, como por exemplo próximo do lado norte da Capela Mor e numa direcção que passa entre o 4.º arco da Nave do lado sul e o 2.º do lado norte (a tal



Perfis geológicos obtidos pela perfuração prévia das estacas betonadas no solo

direcção suspeita o que acima se faz referência).

O contacto entre as argilas claras e as escuras, bem como os leitos calcáreos ou lenhíticos encontrados, definem perfeitamente a inclinação regular e suave dos estratos para NE e E. Tôdas as argilas dêstes estratos são compactas e as intercalações calcáreas têm, por vezes, grande consistência. As águas subterrâneas dêstes níveis circulam lentamente nessas intercalações calcáreas sem perigo de corrosão.

Há portanto uma base, entre os 4,00 m. e 5,50 m. de profundidade que, pela sua natureza, fraca inclinação e regularidade, se pode considerar de confiança, embora a sua resistência por unidade de superfície não seja, em regra, muito elevada.

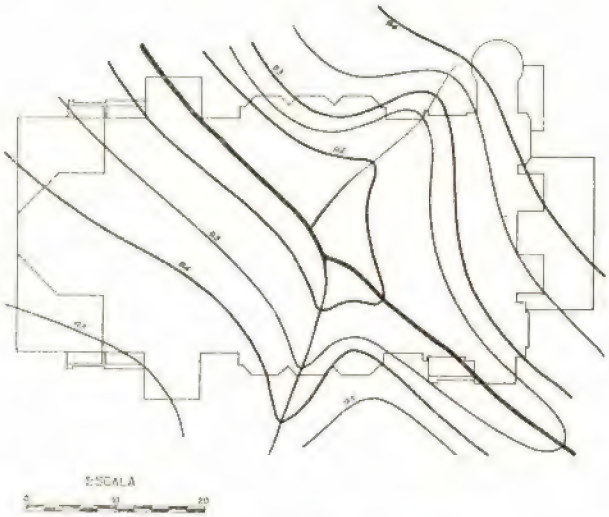
Estabilidade do solo

O solo, pròpriamente dito, no local da Igreja, é constituído por aterros muito recentes, feitos quando da construção das Avenidas contíguas. Em média, do lado da porta da Igreja, êsses aterros recentes têm 1 metro de espessura e do lado do Altar-Mor 1,50 m. Porém, êstes aterros repousam sôbre outros mais antigos, cujas causas é difícil reconstituir, mas que se podem atribuir a produtos de escavações para exploração de bancadas de argilas, ou a nivelamentos para trabalhos agrícolas. Estes aterros inferiores apresentam-se geralmente estabilizados pela acção do tempo, isto é, por efeitos químicos das águas e por compressão, constituindo terrenos semi-compactos que às vezes se não distinguem fàcilmente de certas argilas alteradas, a não ser pelo aparecimento de cacos e outros detrictos dos tempos modernos.

Tanto se apresentam estabilizados que muitos prédios do bairro apoiam nesses aterros, antigos os seus alicerces, com cargas unitárias da ordem de 1,5 Kg/cm2 ou mais; e, desde que isso é feito pelos 2,00 m. de profundidade e numa camada uniforme e homogénia, onde não haja veia de água importante, podem passar dezenas de anos sem qualquer indício de ruína.

Os aterros antigos, na área da Igreja, são em grande parte provenientes de escavações na formação de Benfica ou em terrenos argilo-arenosos do Burdigaliano médio, o que os torna mais fàcilmente compactos. Repousam êstes aterros em areias argilosas ou argilas muito arenosas, com burgao francamente aluvionárias, na base das quais circula em certas direcções água em abundância. Como essas areias argilosas são relativamente estáveis, onde não sejam corroïdas e arrastadas pelas águas subterrâneas, importa fundamentalmente para a estabilidade do solo o problema hidrogeológico.

Ainda não há muitos anos a ribeira de Sete-Rios, ou um dos seus braços, corria à vista na sua curva do Rêgo. Essa ribeira vinha do Campo Grande pelo Mercado Geral de Gados e recebeu em tempos, nos terrenos onde hoje está o Quartel de Automobilistas, um braço que lhe trazia as águas vertentes do Arco do Cego, Picoas e S. Sebastião, cujo leito se previu no local da Igreja e parece legítimo reconhecer-se realmente nos perfis geológicos obtidos durante a execução dos trabalhos de fundação.



Reconstituïção da antiga topografia do local da Igreja

No trecho da planta reproduzido acima foram esboçadas as grandes linhas de água que, segundo a reconstituïção que procurei fazer, definem a antiga marcha das aluviões e a direcção da circulação de água que no seu seio deve ainda permanecer, a-pesar-da rêde de esgotos da cidade.

Um estudo dos elementos dos perfis geológicos (lado Norte e lado Sul) obtidos pela perfuração prévia das estacas, permite-me apresen-

tar êsse levantamento topográfico do leito dos terrenos de natureza aluvionária, isto é, o levantamento da superfície de terreno que se obteria pela eliminação de aterros e areias argilosas.

É curioso notar a forma de lagoa a que dá origem a confluência de duas linhas de água precisamente no eixo do novo templo, bem como a direcção quási concordante dessas linhas de água, a qual é paralela ao trôço vizinho da Ribeira de Sete Rios em que êste estuário lagunar ia desaguar.

A mesma disposição particular daqueles vales confluentes se nota na superfície das argilas não alteradas, como acima se fêz notar.

A embebição das areias argilosas é quási completa mas a circulação de água não é intensa. Basta notar as cotas da base das areias argilosas e as cotas da Ribeira perto de Palhavã, ao passar num colo estreito ao fim da Avenida de Berne.

Êste facto evita, por si só, o perigo de deslocações das formações arenosas, agora inteiramente afastado pelas obras de urbanização. As estacas betonadas no solo, em cada um dos grandes núcleos de fundação produzem uma consolidação local satisfatória. As pequenas estacas betonadas, verdadeiras injecções de cimento sob as sapatas das paredes das capelas laterais e sacristias, realizam a consolidação exigida pela segurança dessa parte acessória da construção, pois encontram-se fundadas em volta (não bem), sem qualquer consolidação, a cotas superiores e com cargas unitárias mais elevadas, as fachadas dos prédios duas vezes mais altas que aquelas paredes.

Os locais em que se revelam principalmente, o movimento das águas subterrâneas, — junto da casa mortuária, a meio da Nave do lado sul e perto da Capela-Mor do lado norte (precisamente o que se deduziria da topografia do subsolo), foram objecto de cuidados especiais e as estacas atingiram profundidades superiores.

As fundações

Os arcos que constituem a estrutura fundamental da construção apoiam-se em pórticos que formam as alas das Capelas laterais. Êsses arcos transmitiriam às fundações impulsos, se não se tivesse recorrido à construção de vigas de travamento na sua base. Os pórticos são constituídos por um pilar principal e outro posterior que se liga a êste, inferiormente por uma viga.

As cargas dos arcos da Nave, são de 120 T. no pilar principal e de 25 T. no posterior. O impulso, cuja componente horizontal é de 19 T. é absorvido como se disse por meio de tirantes constituídos por vigas de betão armado ocultas sob o pavimento.

Fundação de um pórtico do segundo arco da nave

Na fotografia acima vêem-se os dois pilares de um pórtico com a viga de ligação entre êles e com a sapata exagonal do pilar principal um pouco saliente do solo. Na frente do pilar principal vê-se ligada a viga de travamento do arco. Deve notar-se que o pavimento da Igreja foi formado sôbre aterros que ultrapassam a cota superior das vigas de travamento.

No arco da Capela-Mor as sapatas de fundação abrangem os dois apoios do pórtico, sendo a carga total sôbre cada uma 120 T.

No arco do Altar-Mor, cuja carga não excede 75 T. por apoio, não há pórticos.

O arco do Côro é idêntico aos da Nave, mas com menor carga (105 T.).

As sapatas de fundação foram centralizadas sempre no ponto de aplicação da resultante de tôdas as cargas que se transmitem ao apoio.

Na sapata de apoio da Tôrre não há tracções em qualquer hipótese de acção do vento, embora as fundações adoptadas pudessem su-

portar algumas. A acção do vento traduz-se em sobrecarga acidental de qualquer dos lados do quadrilátero de fundação. Por êsse motivo, embora o pêso próprio seja de 300 T., a fundação teve de ser calculada para 670 T.

As paredes das capelas e sacristia que constituem construções acessórias, cuja carga varia de 12 a 20 T. m. l., tem fundação contínua que transmite ao terreno a pequena carga de 1 kg. por cm², mas isto porque se executaram pequenas estacas betonadas no solo que desempenham um papel mixto de consolidação e de apoio suplementar.

Execução em estaleiro e cravação de estacas de betão armado

Execução manual da perfuração para estacas betonadas no solo e aspecto duma dessas estacas no cabouco aberto para construção da sapata

Em todos os outros pontos de aplicação das cargas não se contou com a resistência do terreno. A solução adoptada foi: 1.º — emprêgo de estacas betonadas no solo em alvéolo prèviamente perfurado até ao limite fixado pelas considerações de ordem geológica; 2.º — estacas preconstruídas de betão armado, cravadas por acção dinâmica até certo grau de resistência à penetração. As primeiras estacas garantem um apoio profundo e dificultam a circulação de água sob as fundações. As segundas comprimem os terrenos que atravessam, ao mesmo tempo que se tornam solidárias com êles.

A fundação foi assim levada até à superfície firme que atrás se descreveu por intermédio destas estacas de dois tipos, fazendo intervir na transmissão das cargas pelas estacas cravadas os terrenos argilo-arenosos das mais antigas aluviões e as argilas possivelmente reconstituídas mas absolutamente estáveis.

As estacas moldadas no solo foram executadas com particular atenção na passagem das zonas aqüíferas das argilas arenosas ou areias aluvionárias, a-fim-de conseguir a sua consolidação por argamassa de cimento e criar assim (pelo menos), uma zona sólida na vertical do núcleo de fundação. Estas estacas ficam encastradas nas argilas compactas inferiores e levam às camadas mais profundas dessas argilas uma grande parte da carga, numa distribuïção pràticamente independente da que lhes transmitem, em volta, as outras estacas do mesmo núcleo de fundação.

Uma razão de economia presidiu também a esta concepção porque a estaca betonada no solo, admitindo uma grande carga, origina a importantíssima redução das sapatas.

As estacas a cravar com a secção $0{,}20 \times 0{,}20$ e com 6 e 8 metros de comprimento, foram executadas em estaleiro e depois cravadas com um pilão de 1.000 kgs para a nega correspondente à resistência desejada de 15 t. cada uma. Pela bem conhecida fórmula dos holandeses.

$$N = \frac{P^2 \times H}{6 \times R \times (P + Q)}$$

a nega devia ser de 6,5 m/m para uma altura de queda de 1,00 m. e 600 kgs de pêso próprio da estaca, mas na realidade, em muitos pontos a nega foi inferior, para se conseguir fazer penetrar as estacas pelo menos até às argilas compactas, segundo o que se projectara (5,5 m. de profundidade nos pontos mais desfavoráveis).

Tomando para comprimento médio enterrado 5,00 m. no caso mais geral da disposição das camadas e fazendo para êste caso a verificação pela fórmula indicada por Vierendeel como a mais perfeita:

$$R = \frac{3\,SE}{4\,L}\left[-N + \sqrt{N^2 + \frac{8\,LP^2H}{3\,SE\,(P+Q)}}\right]$$

em que:

S = secção da estaca (0,04 m2)
E = coeficiente de elasticidade para o betão $= 2 \times 10^9$)
N = nega da estaca (0,0065 m)
L = comprimento cravado (5 m)
P = pêso do pilão (1.000 kgs)
H = altura de queda (1 m)
Q = pêso da estaca (600 kgs)

obtém-se, com o coeficiente de segurança aconselhado pelo autor:

$$R = \frac{67.200}{4} = 16.800$$

Quere dizer que neste caso (como noutros) a fórmula dos holandeses satisfaz.

As estacas betonadas no solo têm um diâmetro mínimo de $0^m{,}26$ e um comprimento mínimo de $9^m{,}5$. Estas estacas atravessam a camada de aterros ($\sim 3^m{,}00$) depois uma camada de argila arenosa ($\sim 1^m{,}00$) e penetram nas argilas compactas pelo menos $5^m{,}00$, em vista do que a sua base se formou sempre (e profundamente), em estratos virgens e de grande capacidade.

Desprezou-se o atricto nas duas primeiras camadas porque estas estacas destinam-se a obter apoio mais profundo, por assim dizer independente das estacas cravadas.

Contando-se, portanto, apenas com a parte da estaca alojada nas argilas compactas. Verifica-se que, para a carga admitida de 30 T., a estaca é perfeitamente segura. De-facto, utilizando a fórmula de Dorr que é uma das mais vulgarmente usadas para estacas dêste tipo e que, no seu aspecto mais geral é:

$$R = \sum_{a}^{n}\left[\delta_n SL_n \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\alpha_n}{2}\right) + \right.$$

$$\left. + \delta_n f_n X (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha_n) \times \sum_{a}^{n-1}\left(L_{n-1} + \frac{L_n}{2}\right) L_n\right]$$

em que:

X = perímetro da estaca
L_n = espessura da camada de ordem n
α = ângulo de talude natural
f = coeficiente de atricto = $\operatorname{tg}\alpha$

e adoptando para as argilas compactas inferiores

$$\delta = 1{,}7 \quad \text{e} \quad \alpha = 45^\circ$$

obtém-se:

$$R = 97.670 \text{ Kgs.}$$

não considerando qualquer alargamento da base da estaca.

É curioso notar que empregando a fórmula de Vierendeel

$$R = \pi D f \delta \frac{1 + \text{sen } \alpha}{1 - \text{sen } \alpha} \cdot \frac{L^2}{2}$$

em que D é o diâmetro da estaca, se obtém:

$$R = 97.150 \text{ Kgs.}$$

com o coeficiente 3, normalmente admitido, encontra-se em qualquer dos casos:

$$R = 32 \text{ T.}$$

A concepção do tipo de fundação baseia-se, pois, na existência de uma camada mais firme, pelos 5,00 metros de profundidade, recorrendo-se a uma distribuïção, por assim dizer, *indirecta* de pequenas cargas unitárias na superfície dessa camada e à aplicação por atrito, em profundidade, de cargas transmitidas por estacas de maior capacidade.

Realmente, considerando isoladamente a coroa de estacas cravadas da fundação de um pilar, e a pequena distância entre elas, tudo se passa como se um determinado cone de terrenos, solicitado por essas estacas, transmitisse à superfície de contacto com as argilas mais compactas inferiores, (onde se aloja a estaca betonada) uma certa carga unitária. Por seu turno a estaca betonada transmite uma carga concentrada à mesma camada inferior, mas actuando directamente em grande espessura da sua massa.

* * *

No cálculo das sapatas de distribuïção das cargas às estacas, adoptou-se o critério da redução ao minimo de armaduras, visto haver altura livre, sem necessidade de grandes escavações para aumentar a espessura dessas sapatas, a qual atinge 0,80 ou mais, conforme os casos. A semi-distância máxima entre eixos de estacas tornou-se assim inferior à altura das sapatas o que as converte em massiços, apenas com armadura de tracção na face inferior, pelo que não há inconveniente prático na colocação de estacas na vertical da carga sem precauções especiais.

Como se disse, tôdas as estacas atingem as argilas compactas e só se contou, para as estacas betonadas no solo, com o atrito através destas últimas argilas. É necessário dizer que não há contradição entre o facto de não se contar o atrito das estacas betonadas nos mesmos terrenos em que se contou com o atrito das estacas cravadas que se dispõem em tôrno daquelas. Como as deformações devidas à acção das cargas normais são da mesma ordem em tôdas as estacas e como os terrenos compreendidos entre as estacas de cada grupo podem considerar-se como sofrendo a mesma deformação que as estacas, é de admitir que os terrenos superiores acompanham as estacas betonadas na sua deformação própria e não influem pràticamente na transmissão da respectiva carga às camadas inferiores.

* * *

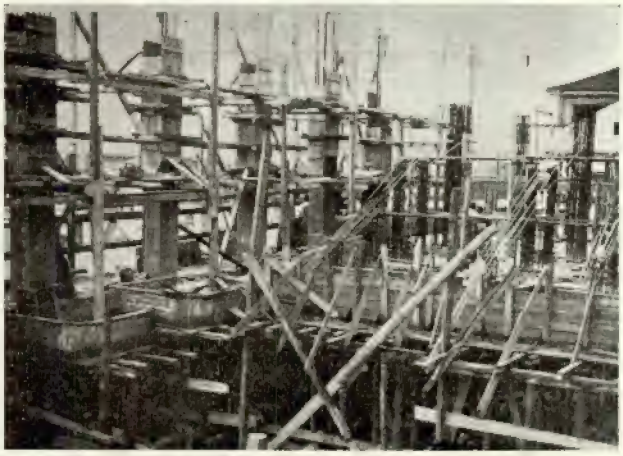
A planta das fundações atrás reproduzida é bastante legível para dispensar uma descrição pormenorizada da distribuïção das estacas. São ao todo 51 grandes estacas betonadas directamente no solo, 157 pequenas estacas do mesmo tipo e 149 estacas cravadas.

A carga total transmitida às fundações é de cêrca de 5.000 toneladas.

O NOVO CINEMA "CINEARTE"

PELO ENG. CIVIL (A. I. G.) ÂNGELO RAMALHEIRA

O novo cinema «Cinearte», edificado num terreno situado entre a Rua Vasco da Gama, a Santos, e a muralha que suporta os prédios com frente para a Calçada Marquês de Abrantes, apresentava-se como a realização de um problema de máximo aproveitamento. Numa área de construção correspondente a um rectângulo de $14^{m},00$ de largura por $42^{m},00$ de comprimento, o edifício compreende (Figs. 1 e 1-A) o proscénio com a respectiva aparelhagem sonora, instalações

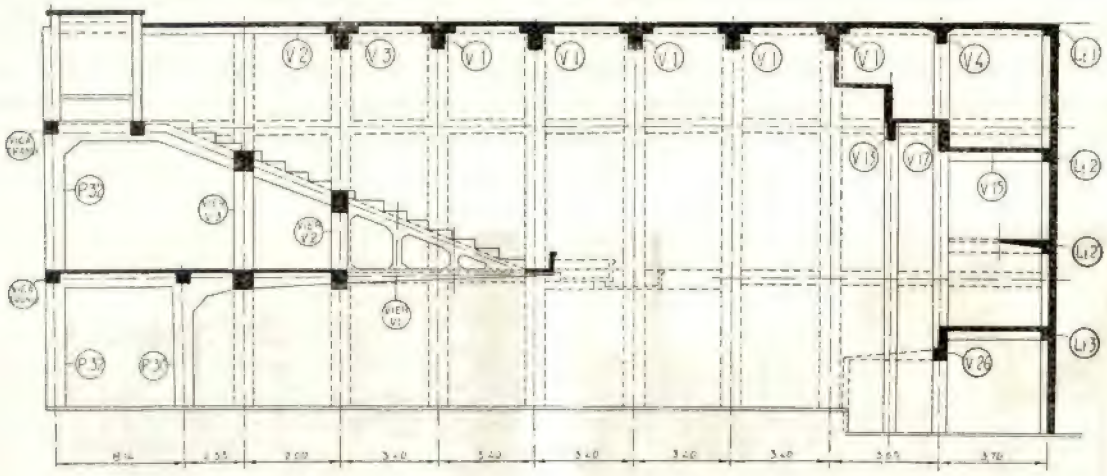


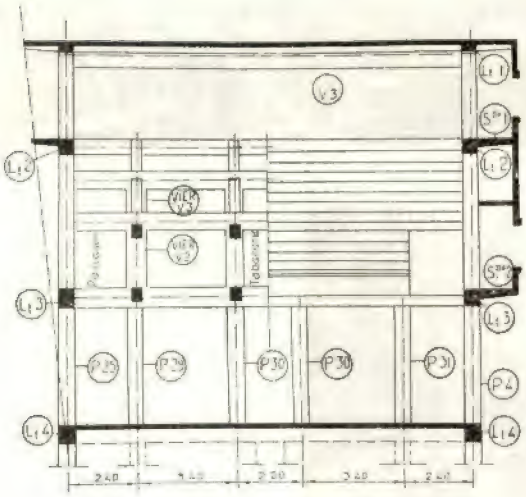
para a ventilação, bar e instalações sanitárias utilizáveis pelos espectadores da plateia; o corpo central formando a sala com a plateia, balcões e camarotes, comportando um total de 1.000 espectadores, bars e instalações sanitárias, escadas de acesso e galerias de sacada utilizáveis pelos espectadores dos balcões; e um corpo anexo do lado poente onde se encontra a cabine de projecção, suas dependências e arrecadações.

Adoptou-se como sistema de construção a estrutura de betão armado formada por lages, nervuras e vigas dos diferentes pavimentos e pelas colunas de suporte formando um esqueleto contínuo inteiramente independente das paredes de alvenaria cuja função é em todos os casos a de simples enchimento.

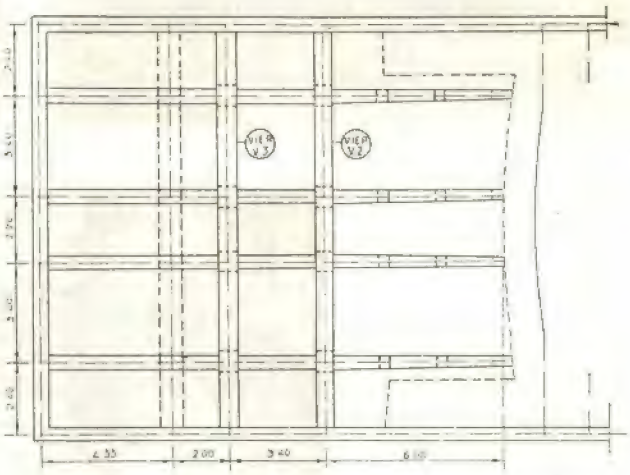
A estrutura da sala pròpriamente dita é constituída por pórticos com $14^m,00$ de vão e $14^m,00$ de altura, em que os montantes fazem corpo com as paredes de alvenaria de enchimento da fachada e tardoz, e as vigas suportam a lage de cobertura destinada ao terraço.

Fig. 1 — Corte longitudinal





Corte transversal

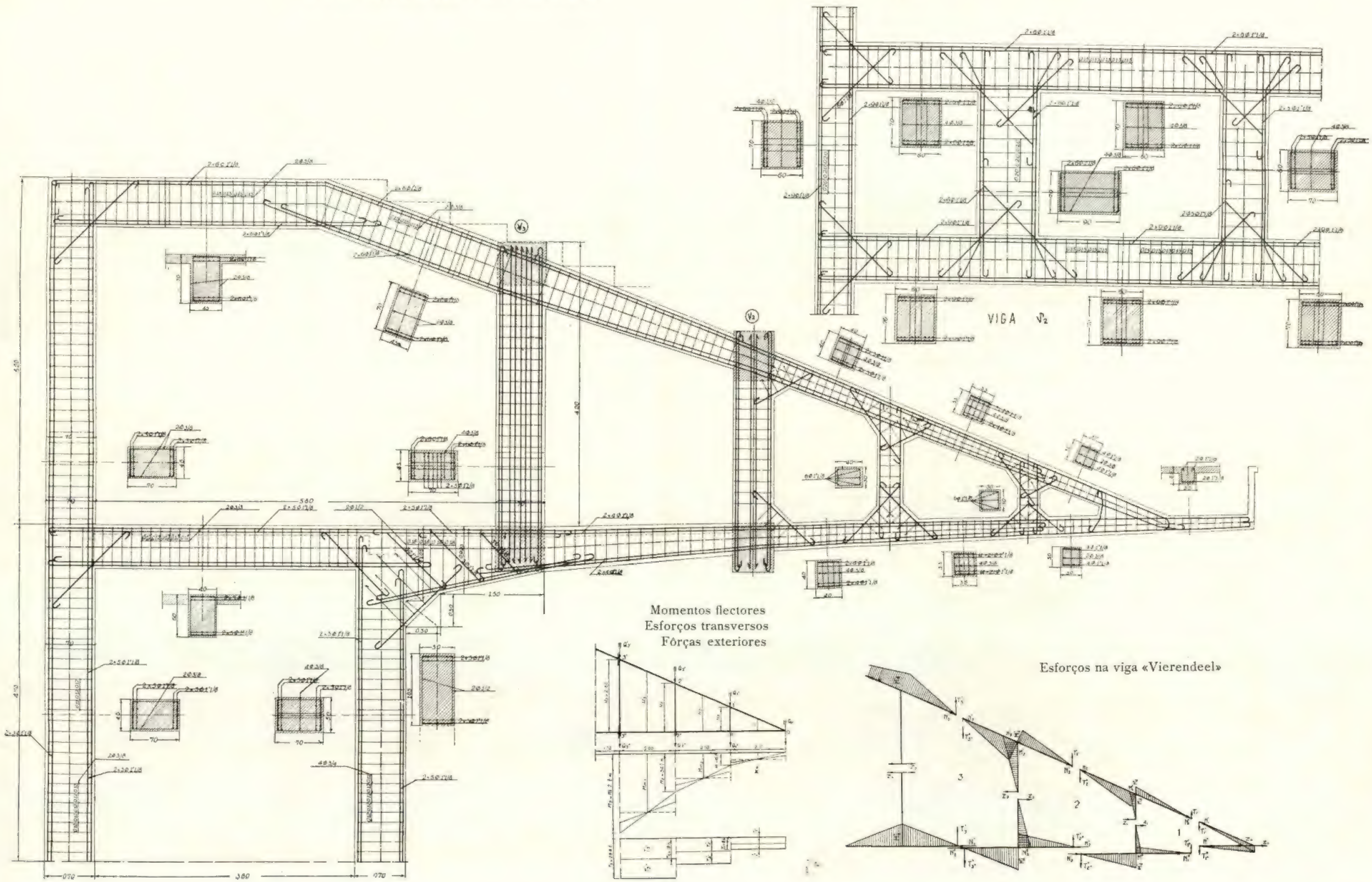


Planta
(Nível superior dos balcões)

A estrutura dos balcões, em virtude do acesso a estes e aos camarotes ser feito por corredores laterais, e não permitindo a solução correntemente adoptada (que consiste em colocar uma viga transversal, servindo de apoio às vigas longitudinais, geralmente camuflada em parapeito), é constituída por consolas tipo viga Vierendeel, a altura variável e três painéis iguais (Fig. 2).

Sôbre os banzos superiores das consolas apoiam-se os diferentes degraus formando o anfiteatro, que são considerados como vigas em L, em que a nervura tem uma secção de $0{,}09 \times 0{,}34$ e a lage $0{,}80 \times 0{,}07$.

Fig. 2 — ESTRUTURA DOS BALCÕES



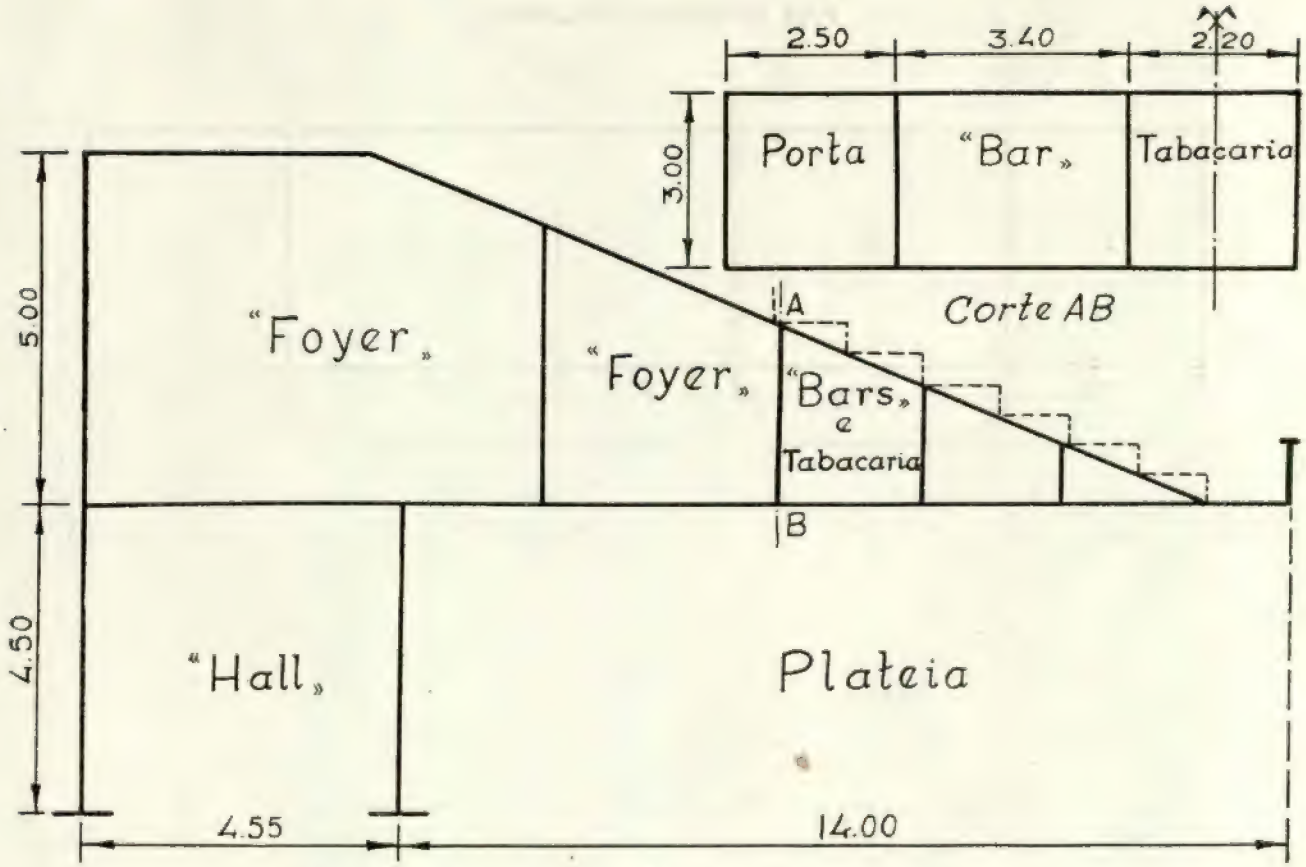


Fig. 1-A — Estrutura dos balcões (Cortes esquemáticos)

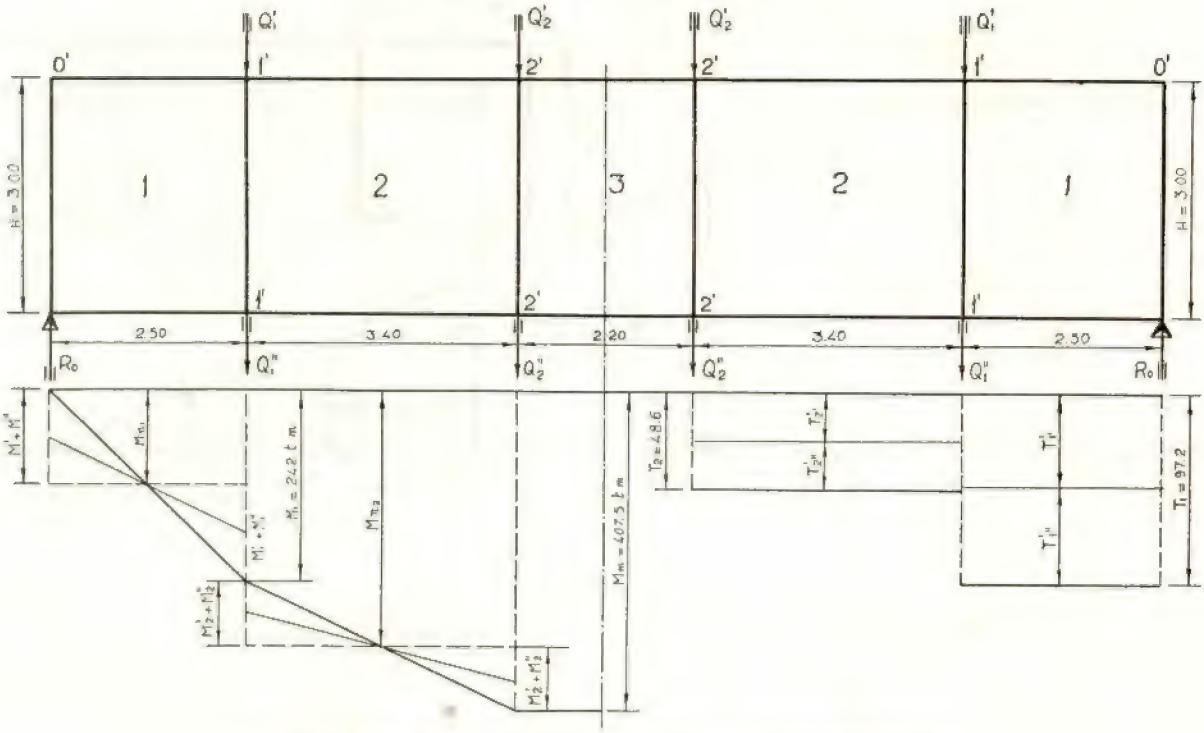
As consolas consideraram-se encastradas nos montantes de uma viga transversal, tipo viga Vierendeel a altura constante e 5 painéis (Fig. 3) sendo as reacções resultantes do encastramento absorvidas pela continuïdade com os pórticos da estrutura do foyer e hall de entrada. Estes pórticos estão sobrepostos mas têm vãos diferentes, pelo que, além de suportar os vários esforços de contraventamento das consolas, tiveram de ser estudados sujeitos a várias solicitações e por sobreposição de efeitos (Fig. 4). As colunas interiores dos pórticos superiores foram consideradas como montantes de uma viga Vierendeel que suporta, entre outros, os esforços de compressão transmitidos pelas consolas dos balcões.

Devido às exigências de projecto e necessidade de máximo aproveitamento, os painéis da viga Vierendeel transversal têm vãos diferentes mas são simétricos em relação ao eixo. Assim os painéis extremos formam o gabarit das portas que comunicam com os corredores de acesso aos balcões e camarotes; o central foi destinado a tabacaria; e os intermédios formam os bars do foyer cujas instalações foram adaptadas ao espaço «perdido» entre as consolas e o anfiteatro.

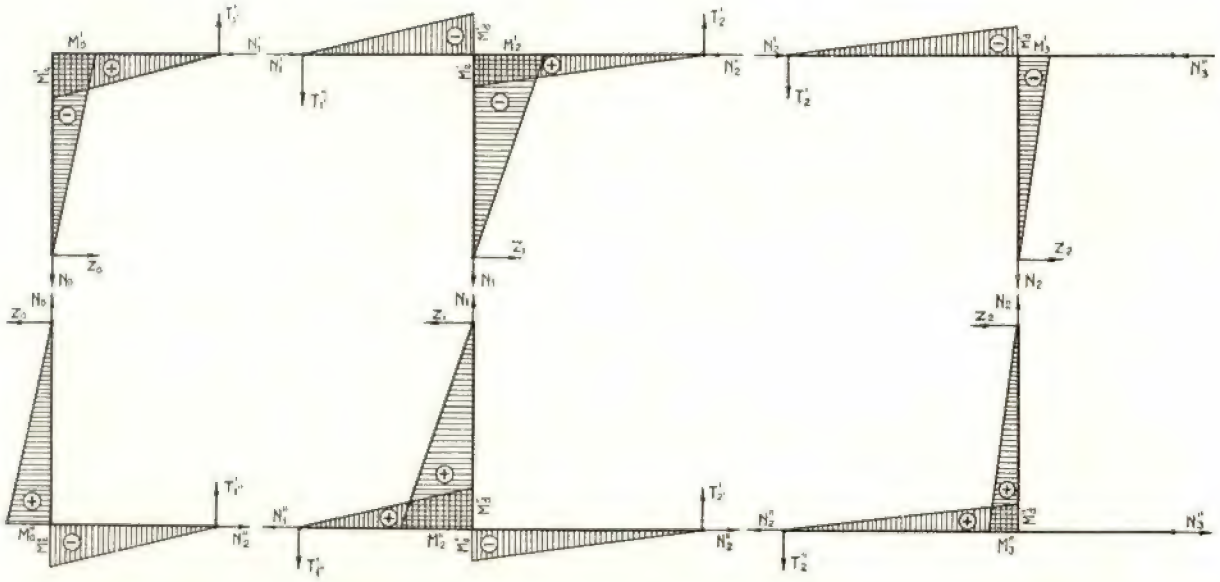
Os banzos superiores das vigas Vierendeel foram estudados de forma a serem compreendidos nos degraus do anfiteatro.

Para o cálculo preliminar das secções dos diferentes elementos destas vigas, determinaram-se os esforços produzidos, tendo-se em conta os casos de cargas mais desfavoráveis. Seguiu-se o método aproximado, indicado pelo próprio prof. Vierendeel, consistindo em transformar a viga hiperestática, numa viga estàticamente determinada, introduzindo articulacões ficticias nas secções medianas dos elementos de cada painel. Consideraram-se os momentos de inércia iguais, tanto os dos banzos como os dos montantes.

Viga de suporte das consolas



Momentos flectores — Esforços transversos — (Forças exteriores)

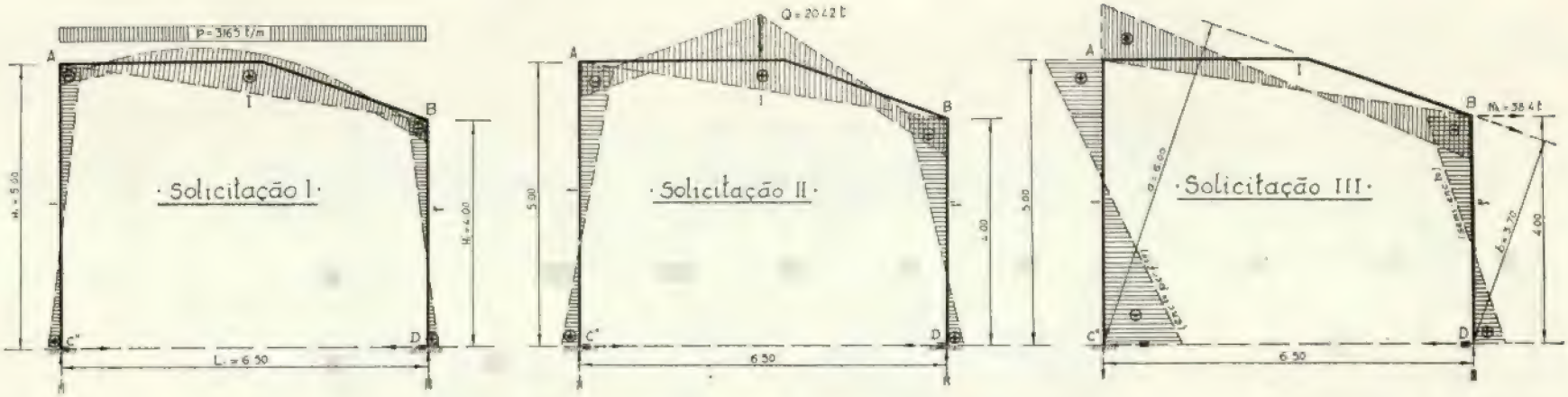


Esforços na viga «Vierendeel»

Fig. 3

Pórtico do "Foyer"

Solicitações



Pórtico do "Hall" de entrada

Solicitações

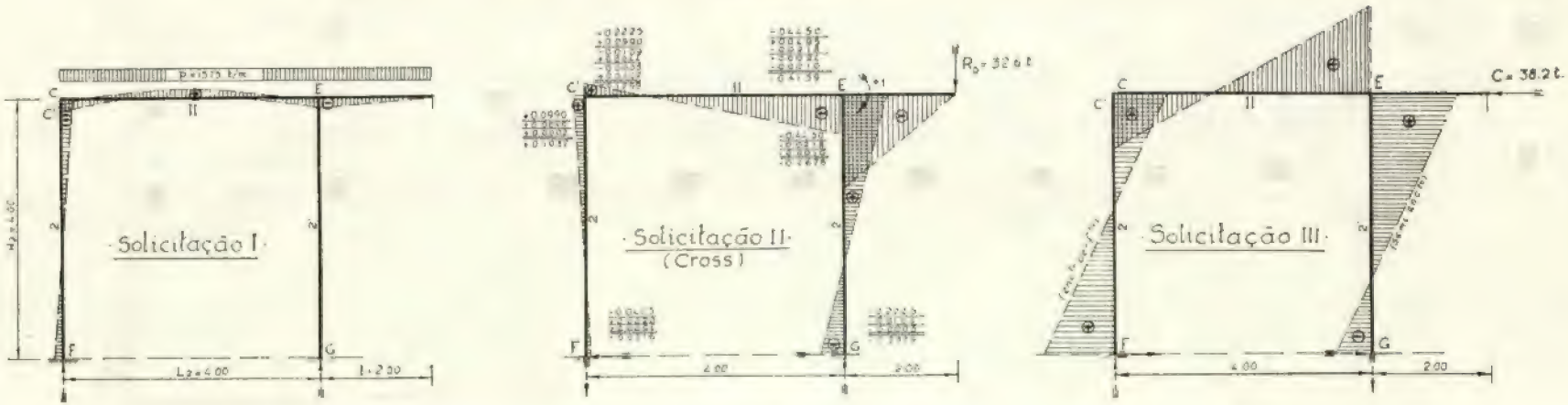


Fig. 4

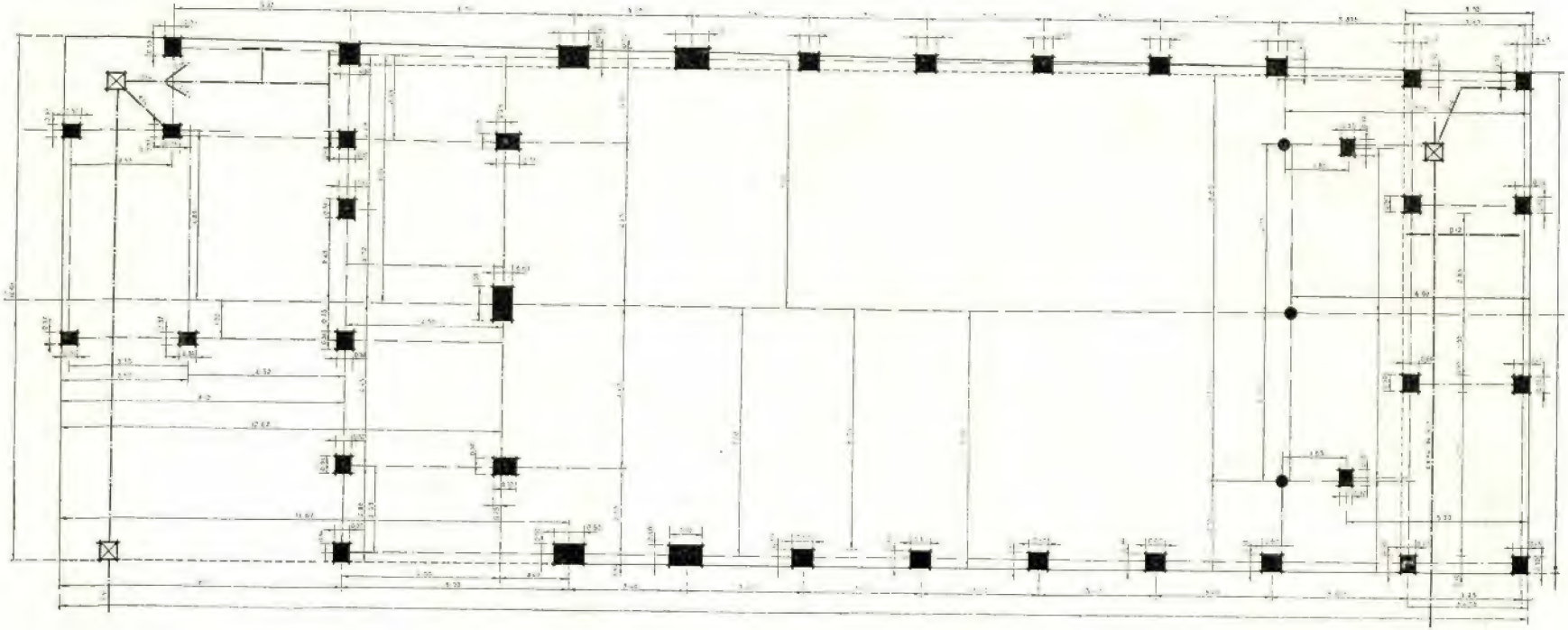


Fig. 5

Planta das fundações

Tendo-se em conta que no caso presente preponderam as cargas permanentes, adoptou-se para o cálculo definitivo, o método simplificado mas exacto como o expõe o prof. Magnel.

As secções dos montantes foram consideradas constantes e condicionadas aos esforços máximos. Não se realizaram os esquadros de ligação dos banzos com os montantes visto estes terem um papel, ao mesmo tempo construtivo e decorativo.

As fundações dêste novo cinema, fig. 5, são constituídas por pilares sôbre sapatas. O sub-solo é constituído pela formação basáltica sedimentar que recobre os calcáreos inferiores e é coberto por cêrca de $3^m,50$ de aterros. O basalto sedimentar é constituído por argilas vermelhas estáveis e muito compactas as quais podem receber directamente as sapatas de fundação, que transmitem uma carga unitária não excedente a 5 kgs/cm².

Em virtude da grande quantidade de água circulando nos aterros, foi posto de parte o sistema de fundação contínua sôbre êles, recorrendo-se a sapatas isoladas sob pilares, as quais transmitem as cargas das divisórias por intermédio de linteis de betão armado.

ESTRUTURA DOS BALCÕES

CÁLCULO DOS ESFORÇOS — MÉTODO APROXIMADO

I — Consola

1 — *Considerada como viga «Vierendeel», de três painéis a altura variável trabalhando em «porte-a-faux» e ligada à restante estrutura por intermédio de duas vigas «Vierendeel», a altura constante e um pórtico simples.*

Altura máxima $H_3 = 2{,}60$ m.
Altura mínima $H_0 = 0$
Balanço: $L = 3$ painéis de $2{,}00 = 6{,}00$ m.

Inclinação do banzo superior: $\operatorname{tg} \alpha' = \dfrac{2{,}60}{6{,}00} = 0{,}434$ $\quad$ $\operatorname{sen} \alpha' = 0{,}398$ $\quad$ $\cos \alpha' = 0{,}917$

Inclinação do banzo inferior: $\alpha'' = 0$ $\quad$ $\operatorname{sen} \alpha'' = 0$ $\quad$ $\cos \alpha'' = 1$

Afastamento das consolas: 2,50 — 3,40 — 2,20 — 3,40 e 2,50 m.

2 — *Cargas, considerando-se o maior afastamento médio,* $\dfrac{2{,}5 + 3{,}4}{2} = 2{,}95$

A — Uniformes

a — Sôbre a viga inclinada:

Sobrecarga	$500 \times 2{,}95$:	$s' = 1475$ Kgs/m. l.
Permanentes:		
Degraus:	$250 \times 2{,}95$	740 Kgs/m. l.
Revestimento e móveis	$200 \times 2{,}95$	590 Kgs/m. l.
Pêso próprio	$0{,}30 \times 0{,}50 \times 2{,}4$	360 Kgs/m. l.
		$p' = 1690$ Kgs/m. l.
Uniforme total:		$q' = 3165$ Kgs/m. l.

b — Sôbre a viga horizontal:

Sobrecarga:	200 × 2,95	s'' = 590 Kgs/m. l.
Permanente:		
Lage de e = 8 cm.	192 × 2,95	565 Kgs/m. l.
Pêso próprio	0,30 × 0,50 × 2,4	360 Kgs/m. l.
		p'' = 925 Kgs/m. l.
Uniforme total		q'' = 1515 Kgs/m. l.

c — Sôbre a passagem de frente com a largura de 1,20 m.

Sobrecarga:	500 × 1,20	s = 600 Kgs/m. l.
Permanente:		
Lage de e = 10 cm.	240 × 1,20	288 Kgs/m. l.
Revestimentos	100 × 1,20	120 Kgs/m. l.
		p = 408 Kgs/m. l.
Concentradas no extremo:		
Guarda costas:	0,70 × 0,07 × 2,4	p_1 = 100 Kgs/m. l.
Uniforme total:		q = 1108 Kgs/m. l.

B — Concentradas nos nós:

Em 0

Viga inclinada	1,00 × 3,165	3,165
Viga horizontal	1,00 × 1,515	1,515
passagem de frente	2,95 × 1,108	3,260
Viga de contraventamento:	0,30 × 0,20 × 2,4 × 2,95 =	0,460 ; Q_0 = 8,400 Kgs.

Em 1'

Viga inclinada	2,00 × 3,165	6,330
Viga de contraventamento:	0,20 × 0,20 × 2,4 × 2,95	0,280 ; Q_1' = 6,610 Kgs.

Em 1''

Viga horizontal	2,00 × 1,515	3,030
Viga de contraventamento:	0,20 × 0,20 × 2,4 × 2,95	0,280
Montante (H médio = 1,30)	0,30 × 0,30 × 1,3 × 2,4	0,280 ; Q_1'' = 3,590 Kgs.

Em 2'

Viga inclinada	2,00 × 3,165	6,330
Viga de contraventamento:	0,20 × 0,20 × 2,4 × 2,95	0,280 ; Q_2' = 6,610 Kgs.

Em 2''

Viga horizontal	2,00 × 1,515	3,030
Viga de contraventamento:	0,20 × 0,20 × 2,4 × 2,95	0,280
Montante		0,280 ; Q_2'' = 3,590 Kgs.

Em 3'

Viga inclinada (1,70 + 1.00)	3,165	8,550 ; Q' = 8,550 Kgs.

Em 3''

Viga horizontal (1,70 + 1.00)	1,515	4,100 ; Q_3'' = 4,100 Kgs.

Reacção no encastramento

$$R_{3'} = 1/2\ Q_0 + Q_{1'} + Q_{2'} + Q_{3'} = 25{,}97 \text{ ton.}$$
$$R_{3''} = 1/2\ Q_0 + Q_{1''} + Q_{2''} + Q_{3''} = 15{,}48 \text{ ton.}$$

3 — *Momentos flectores e Esforços transversos das fôrças exteriores*

Em 3

$$M_3 = Q_0 \times 6{,}00 + Q_1 \times 4{,}00 + Q_2 \times 2{,}00 =$$
$$= 8{,}4 \times 6{,}00 + (6{,}610 + 3{,}59)\ 4{,}00 + (6{,}610 + 3{,}590)\ 2.00 = 111{,}7 \text{ ton. m.}$$
$$T_3 = Q_0 + Q_1 + Q_2 = 8{,}4 + 10{,}20 + 10{,}20 = 28{,}8 \text{ ton.}$$

Em 2

$$M_2 = Q_0 \times 4.00 + Q_1 \times 2.00 = 54 \text{ ton. m.}$$
$$T_2 = Q_0 + Q_1 = 18{,}6 \text{ ton.}$$

Em 1

$$M_1 = Q_0 \times 2.00 = 16{,}8 \text{ ton. m.}$$
$$T_1 = Q_0 = 8{,}4 \text{ ton.}$$

4 — *Esforços na viga «Vierendeel»:*

A — Esforços transversos:

a) Nas vigas:

Em 3 $\quad T'_3 = T'_{3''} = 1/2\ T_3 = 14{,}4$ ton.

Em 2 $\quad T'_{2'} = T'_{2''} = 1/2\ T_2 = 9{,}3$ ton.

Em 1 $\quad T'_{1'} = T'_{1''} = 1/2\ T_1 = 4{,}2$ ton.

b) Nos montantes:

Em 2 $\quad Z_2 = \dfrac{M_{n3}}{H'_3} - \dfrac{M_{n2}}{H'_2} = \dfrac{82{,}85}{2{,}17} - \dfrac{35{,}4}{1{,}30} = 11$ ton.

Em 1 $\quad Z_1 = \dfrac{M_{n2}}{H'_2} - \dfrac{M_{n1}}{H'_1} = \dfrac{35{,}4}{1{,}30} - \dfrac{8{,}4}{0{,}435} = 7{,}9$ ton.

Em 0 $\quad Z_0 = \dfrac{M_{n1}}{H'_1} = \dfrac{8{,}4}{0{,}435} = 19{,}3$ ton.

B — Esforços longitudinais:

a) Nas vigas:

Em 3 $\quad N'_3 = \dfrac{M_{n3}}{H'_3 \cos \alpha'} - T'_3 \operatorname{tag} \alpha' = \dfrac{82{,}85}{2{,}17 \times 0{,}917} - 14{,}4 \times 0{,}434 = 35{,}35$ ton.

$$-N''_3 = \frac{M_{n3}}{H'_3} = \frac{82{,}85}{2{,}17} = 38{,}2 \text{ ton.}$$

Em 2 $\quad N'_2 = \dfrac{M_{n2}}{H'_2 \cos \alpha'} - T'_2 \operatorname{tg} \alpha' = \dfrac{35{,}4}{1{,}30 \times 0{,}917} - 9{,}3 \times 0{,}434 = 25{,}72$ ton.

$$-N''_2 = \frac{M_{n2}}{H'_2} = \frac{35{,}4}{1{,}30} = 27{,}4 \text{ ton.}$$

Em 1 $\quad N'_1 = \dfrac{M_{n1}}{H'_1 \cos \alpha'} - T'_1 \operatorname{tg} \alpha' = \dfrac{8{,}4}{0{,}435 \times 0{,}917} - 4{,}2 \times 0{,}434 = 19{,}2$ ton.

$$-N''_1 = \frac{M_{n1}}{H'_1} = \frac{8{,}4}{0{,}435} = 19{,}3 \text{ ton.}$$

b) Nos montantes:

Em 2 $\quad N_2 = \frac{Q''_2 - Q'_2}{2} = \frac{3{,}59 - 6{,}61}{2} = -1{,}51$ ton.

Em 1 $\quad N_1 = \frac{Q''_1 - Q'_1}{2} = \frac{3{,}59 - 6{,}61}{2} = -1{,}51$ ton.

C — Momentos flectores:

a) Nas vigas:

Em 3 $\quad (M' + M'' = 28{,}85$ ton. m.)

$$M'_d = -M'_e\,(M' + M'')\,\frac{\cos\alpha'}{\cos\alpha + \cos\alpha'} = 28{,}85 \times \frac{0{,}917}{1{,}917} = 13{,}8 \text{ ton.}$$

$$M''_d = -M''_e = 28{,}85 - 13{,}8 = 15{,}05 \text{ ton. m.}$$

Em 2 $\quad (M' + M'' = 18{,}6$ ton. m.)

$$M'_d = -M'_e = 18{,}6 \times \frac{0{,}917}{1{,}917} = 8{,}9 \text{ ton. m.}$$

$$M''_d = -M''_e = 18{,}6 - 8{,}9 = 9{,}7 \text{ ton. m.}$$

Em 1 $\quad (M' + M'' = 8{,}4$ ton. m.)

$$M'_d = -M'_e = 8{,}4 \times \frac{0{,}917}{1{,}917} = 4{,}02 \text{ ton. m.}$$

$$M''_d = -M''_e = 8{,}4 - 4{,}02 = 4{,}38 \text{ ton. m.}$$

b) Nos montantes:

Em 2 $\quad M'_2 = -M''_2 = Z_2 \times \frac{H_2}{2} = 11 \times \frac{1{,}73}{2} = 9{,}5$ ton. m.

Em 1 $\quad M'_1 = -M''_1 = Z_1 \times \frac{H_1}{2} = 7{,}9 \times \frac{0{,}87}{2} = 3{,}4$ ton. m.

II — Viga de suporte das consolas

1 — *Considerada como viga «Vierendeel» a altura constante de H = 3.00. com cinco painéis, sendo os dois extremos de 2,50 e 3,40; e o painel central de 2,20.*

2 — *Cargas nos nós:* —

Nós superiores:

Transmitida pela consola:		$R'_3 =$	25,97 ton.
Pêso próprio do banzo:	$2{,}95 \times 0{,}50 \times 0{,}70 \times 2{,}4$		2,48 ton. ; $Q' = 28{,}45$ ton.

Nós inferiores:

Transmitida pela consola:		$R''_3 =$	15,48 ton.
Montante:	$2{,}60 \times 0{,}50 \times 0{,}70 \times 2{,}4 =$		2,18 ton.
Banzo:	$2{,}95 \times 0{,}50 \times 0{,}70 \times 2{,}4 =$		2,48 ton. ; $Q'' = 20{,}14$ ton.

Reacções nos apoios:

$$R'_0 + R''_0 = 56{,}90 + 40{,}28 = 97{,}18 \text{ ton.}$$

3 — *Momentos flectores e Esforços transversos devidos às fôrças exteriores:* —

Em 2 $M_2 = M_m = 97{,}18 \times 7.00 - 48{,}59 \times 4{,}50 - 48{,}59 \times 1{,}10 = 407{,}5$ ton. m.
$T_2 = 48{,}59$ ton.

Em 1 $M_1 = 407{,}5 - 48{,}59 \times 3{,}40 = 242$ ton. m.
$T_1 = 48{,}59 + 48{,}59 = 97{,}18$ ton.

4 — *Esforços na Viga «Vierendeel:* —

A — *Esforços transversos:* —

a) No banzo superior:

Em 1' $T'_{1'} = -T''_{1'} = 1/2\ T_1 = 48{,}59$ ton.
Em 2' $T'_{2'} = -T''_{2'} = 1/2\ T_2 = 24{,}29$ ton.

b) No banzo inferior:

Em 1'' $T'_{1''} = -T''_{1''} = 1/2\ T_1 = 48{,}59$ ton.
Em 2'' $T''_{2''} = -T''_{2''} = 1/2\ T_2 = 24{,}29$ ton.

c) Nos montantes:

Em 0: $Z_0 = \frac{M_{n1}}{H} = \frac{121}{3{,}00} = 40{,}5$ ton.

Em 1: $Z_1 = \frac{M_{n2} - M_{n1}}{H} = \frac{325 - 121}{3{,}00} = 68$ ton.

Em 2: $Z_2 = \frac{M_{n3} - M_{n2}}{H} = \frac{408 - 325}{3{,}00} = 27{,}6$ ton.

B — *Esforços longitudinais:* —

a) Banzo superior:

Em 1' $N'_1 = \frac{M_{n1}}{H} = \frac{121}{3{,}00} = 40{,}5$ ton.

Em 2' $N'_2 = \frac{M_{n2}}{H} = \frac{325}{3{,}00} = 108$ ton.

Em 3' $N'_3 = \frac{M_{n3}}{H} = \frac{408}{3{,}00} = 136$ ton.

b) Banzo inferior:

Em 1'' $N''_1 = -N'_1 = 40{,}5$ ton.
Em 2'' $N''_2 = -N'_2 = 108$ ton.
Em 3'' $N''_3 = -N'_3 = 136$ ton.

c) Nos montantes:

Em 0 $N_0 = R'_0 = 56{,}9$ ton.

Em 1 $N_1 = \frac{Q''_1 - Q'_1}{2} = \frac{20{,}14 - 28{,}45}{2} = -4{,}15$ ton.

Em 2 $N_2 = \frac{Q''_2 - Q'_2}{2} = \frac{20{,}14 - 28{,}45}{2} = -4{,}15$ ton.

C — *Momentos flectores:* —

a) Banzo superior:

Em 1': $(M' + M'' = 121$ ton. m.)
$M'_d = -M'_e = 1/2\ M' + M'' = 60{,}5$

Em 2': $(M' + M'' = 83$ ton. m.)

$M'_d = -M'_e = 1/2\ M' + M'' = 41{,}5$ ton. m.

Em 3': $(M' + M'' = 0)$

b) Banzo inferior: —

Em 1'': $M''_d = -M''_e = 60{,}5$ ton. m.

Em 2'': $M''_d = -M''_e = 41{,}5$ ton. m.

c) Nos montantes: —

Em 0: $M'_0 = -M''_0 = Z_0 \times H/2 = 40{,}5 \times 1{,}50 = 60{,}5$ ton. m.

Em 1: $M'_1 = -M''_1 = Z_1 \times H/2 = 68 \times 1{,}50 = 100{,}4$ ton. m.

Em 2: $M'_2 = -M''_2 = Z_2 \times H/2 = 27{,}6 \times 1{,}50 = 41{,}5$ ton. m.

ESTRUTURA DE SUPORTE DOS BALCÕES

Consideram-se dois pórticos sobrepostos um superior outro inferior, sendo o vão do 1.º de $6^m{,}50$ e o do 2.º de $4^m{,}50$. O pórtico superior em virtude da ligação com a viga inclinada da estrutura dos balcões apresenta os montantes de diferentes alturas, sendo um dos montantes de $H_1 = 5.00$ contínuo com o montante do pórtico inferior. O de $H_1 = 4.00$ é interrompido por uma consola ligada à viga do pórtico inferior e constitui os montantes de uma viga «Vierendeel» transversal.

III — Pórtico do "Foyer"

(1.º Andar)

1 — *Vão horizontal* $L_1 = 6{,}50$ m.

Altura dos montantes: $H_1 = 5.00$; $H'_1 = 4.00$ m.

2 — *Cargas :*

I — Solicitação: Cargas uniformes sôbre a Viga:

Sobrecarga :	(V. Consola dos balcões)	$s = 1.475$ Kgs/m. l.
Permanentes :	(V. Consola dos balcões)	$p = 1.690$ » »
Carga total :		$q = 3.165$ » »

II — Solicitação: Carga concentrada na Viga a 2,70 do apoio:

Transmitida pela lage de cobertura:

$$2{,}95 \times 800 \times \frac{6{,}70 + 2{,}70}{2} = \qquad 11.100 \text{ Kgs.}$$

Transmitida pela lage das cabines:

$$1/2 \times 2{,}70 \times 1000 \times 2{,}95 = \qquad 4.000 \text{ Kgs.}$$

Divisória das cabines de betão com 0,25 de espessura e 3.00 de altura.

$$2{,}95 \times 3.00 \times 0{,}25 \times 2.400 = \qquad 5.320 \text{ Kgs.}$$

$$Q = 20.420 \text{ Kgs.}$$

III — Solicitação: Esforços transmitidos pela consola dos balcões:

Tracção inclinada no tôpo dos montantes: $N = 35{,}35$ t.

Compressão horizontal: $N_h = \dfrac{N}{\cos \alpha} = \dfrac{35{,}35}{0{,}917} = 38{,}2$ t.

3 — *Momentos flectores*

Momento de inércia: $I_v = I_1 = \frac{40 \times 60^3}{12} = 720000 \text{ cm}^4$.

Coeficientes: $C_s = 1 \times \frac{6,50}{5.00} = 1,3$

$C'_s = 1 \times \frac{6,50}{4.00} = 1,6$

Solicitação I:

a) Na Viga:

Apoio A: $-M_A = \frac{3,165 \times 6,5^2}{12} \times \frac{C_s}{1 + C_s} = 11,300 \times 0,565 =$ 6.400 Kgs. m.

Apoio B: $-M_B = \frac{3,165 \times 6,5^2}{12} \times \frac{C'_s}{1 + C'_s} = 11,300 \times 0,655 =$ 7.000 Kgs. m.

A meio: M isostático $= 1/8 \text{ pl}^2 =$ 16.850 Kgs. m.

Adopta-se $+ M_m = M_i - 1/2 M_A =$ 13.650 Kgs. m.

b) Nos montantes:

No tôpo: $-M_A' = M_A =$ 6,400 Kgs. m.

$-M_B' = M_B =$ 7.000 » »

Solicitação II:

Momento isostático: $M_i = \frac{20.420 \times 2,70 \times 3,80}{6,50} = 32,3$ t. m.

Momento correspondente ao encastramento perfeito:

$-M_e = 2/3 M_i = 21,600$ Kgs. m.

a) Na viga

Apoio A: $-M_A = -M_e \times \frac{C_s}{1 + C_s} = 12,200$ Kgs. m.

Apoio B: $-M_B = -M_e \times \frac{C'_s}{1 + C'_s} = 13.300$ Kgs. m.

A meio: $M_m = M_i - 1/2 M_A = 26,200$ Kgs. m.

b) Nos montantes:

No tôpo: $-M'_A = -M_A =$ 12.200 Kgs. m.

$-M'_B = -M_B =$ 13.300 » »

Solicitação III: — (Tracção horizontal: $N_h = 38,4$ t.)

$$\eta = \frac{I'_v}{I_1} \times \frac{H_1}{L} = 1 \times \frac{5.00}{6,50} = 0,77$$

$$\eta' = \frac{I_v}{I'_1} \times \frac{H'_1}{L} = 1 \times \frac{4.00}{6,50} = 0,615$$

a) Na Viga :

Apoio A : $+M_A = \frac{N_h \times H_1}{2} \times \frac{3\eta}{(1+6\eta)} = \frac{38{,}4 \times 5.00}{2} \times 0{,}41 = 39{,}4$ t. m.

Apoio B : $-M_B = \frac{N_h \times H'_1}{2} \times \frac{3\eta'}{1+6\eta'} = \frac{38{,}4 \times 4.00}{2} \times 0{,}395 = 30{,}3$ t. m.

A meio : $M_m = 0$

b) Nos montantes:

No tôpo : $+M_A' = M_A = 39{,}4$ t. m.

$-M_B' = M_B = 30{,}3$ t. m.

Na base : $-M_C'' = \frac{N_h \times H_1}{2} \times \frac{(1+3\eta)}{(1+6\eta)} = \frac{38{,}4 \times 5}{2} \times 0{,}59 = 56{,}5$ t. m.

$+M_D = \frac{N_h \times H_2}{2} \times \frac{1+3\eta'}{2(1+6\eta')} = \frac{38{,}4 \times 4}{2} \times 0{,}61 = 23{,}5$ t. m.

Resumo das solicitações:

$$M = M_I + M_{II} + M_{III}$$

a) Na Viga :

Apoio A : $M_A = -\ 6{,}4 - 12{,}2 + 39{,}4 = +\ 20{,}8$ t. m.

Apoio B : $M_B = -\ 7 - 13{,}3 - 30{,}3 = -\ 50{,}6$ t. m.

A meio : $M_m = +\ 13{,}65 + 26{,}2 + 0 = +\ 39{,}85$ t. m.

b) Nos montantes:

Montante 1 (AC)

Tôpo: $M_A' = -\ 6{,}4 - 12{,}2 + 39{,}4 = +\ 20{,}8$ t. m.

Base : $M_C'' = +\ 3{,}2 + 6{,}1 - 56{,}5 = -\ 47{,}2$ t. m.

Montante 1' (BD)

Tôpo: $M_B' = -\ 7 - 13{,}3 - 30{,}3 = -\ 50{,}6$ t. m.

Base : $M_D = +\ 3{,}5 + 6{,}65 + 23{,}5 = +\ 33{,}65$ t. m.

4 — *Esforços longitudinais:*

a) Na Viga:

Tracção $N = 38{,}20$ t.

b) Nos montantes:

Solicitação I:

Montante 1 (AC)

Tôpo: $-R_A = \frac{3.165 \times 6{,}5}{2} = 10{,}30$ t.

Montante 1' (BD)

Tôpo: $-R_B = R_A = 10{,}30$ t.

Solicitação II:

Montante 1 (AC)

Tôpo: $-R_A = \frac{20.42 \times 3{,}80}{6{,}50} = 12$ t.

Montante 1' (BD)

Tôpo: $-R_B = \frac{20{,}42 \times 2{,}70}{6{,}50} = 8{,}5$ t.

Solicitação III:

Montante 1 (AC)

Base: $+R_C = \frac{N \times a}{L} = \frac{35{,}35 \times 3{,}70}{6{,}50} = 20$ t.

Montante 1' (BD)

Base: $-R_D = \frac{N \times b}{L} = \frac{35{,}35 \times 6.00}{6{,}50} = 32{,}6$ t.

Resumo das solicitações nos montantes:

Montante 1 (AC): $R_1 = -10{,}30 - 12 + 20 = -2{,}3$ t. (compressão)
Montante 1' (BD): $R'_1 = -10{,}30 - 8{,}5 - 32{,}6 = -51{,}40$ t. (compressão)

VI — Pórtico do hall de entrada

(R/C)

1 — *Vão da Viga:*

1 tramo de $L_2 = 4{,}50$ contínuo com uma consola de balanço $l = 2{,}00$
Altura dos montantes: $H_2 = 4{,}50$ m.

2 — *Cargas:*

Solicitação I: — Uniforme em tôda a Viga:

Laje	: $r_1 + r_2$	1000 Kgs./m.
Pêso próprio:	$0{,}40 \times 0{,}60 \times 2{,}4 =$	575 Kgs./m.
		$p = 1575$ Kgs./m.

Solicitação II: — Concentrada no extremo da consola:

transmitida pelo pórtico do «Foyer»: $R_D = 32{,}6$ ton.

Solicitação III: — Transmitida pela estrutura dos balcões:

Compressão horizontal: $C = 38{,}2$ ton.

3 — *Momentos flectores:*

Solicitação I:

$$I_2 = \frac{40 \times 60^3}{12} = 72000 \qquad C_1 = \frac{I_1}{I_v} \times \frac{L}{H_1} = 1 \times \frac{4{,}5}{5.00} = 0{,}9$$

$$I_v = I_2 \qquad C_2 = \frac{I_2}{I_v} \times \frac{L}{H_2} = 1 \times \frac{4{,}5}{4{,}5} = 1$$

a) Na Viga:

Apoio C: $-M_C = \frac{1{,}575 \times 4{,}5^2}{10} = 3{,}19$ t. m.

Apoio E: $-M_E = \frac{1{,}575 \times 2^2}{2} = 3{,}15$ t. m.

A meio: $+M_m = \frac{1{,}575 \times 4{,}5^2}{8} - \frac{3{,}15}{2} = 2{,}425$ t. m.

b) Nos montantes:

Montante 1 (AC):

Na base: $+M_C'' = \frac{1{,}575 \times 4{,}5^2}{12} \times \frac{C_1}{1 + C_1 + C_2} = 2{,}65 \times 0{,}31 = 0{,}824$

Montante 2 (CF):

No tôpo: $-M_C' = 2{,}65 \times \frac{C_2}{1 + C_1 + C_2} = 2{,}65 \times 0{,}344 = 0{,}91$ t. m.

Solicitação II:

Coeficientes $A = \frac{2\,E\,I}{L}$ (Cross).

$A_1 = \frac{2\,E\,I_1}{H_1} = \frac{2 \times 1}{5{,}00} = 0{,}4$; $(I_1 = C \times 720000 = 1)$

$A_2 = \frac{2\,E\,I_2}{H_2} = \frac{2 \times 1}{4{,}5} = 0{,}445$; $(I_2 = I_1)$

$A_v = \frac{2\,E\,I_v}{L} = \frac{2 \times 1}{4{,}5} = 0{,}445$; $(I_v = C \times 720000 = 1)$

a) Na Viga:

Apoio E, à direita:

$-M_{E_d} = 32{,}6 \times 2 = 65{,}2$ t. m.

à esquerda:

$-M_{E_e} = 0{,}4159 \times 65{,}2 = 27{,}2$ t. m.

Apoio C: $+M_c = 0{,}129 \times 65{,}2 = 8{,}4$

A meio: $+M_m =$ segundo o diagrama

b) Nos montantes:

Montante 2 (CF):

No tôpo: $+M_C' = 0{,}1032 \times 65{,}2 = 6{,}72$

Na base: $-M_F = 0{,}0516 \times 65{,}2 = 3{,}36$ t. m.

Montante 2' (EG):

No tôpo: $+M_F' = 0{,}4678 \times 65{,}2 = 30{,}4$ t. m.

Na base: $-M_G = 0{,}2339 \times 65{,}2 = 15{,}2$ t. m.

Solicitação III:

Coeficiente: $\eta = \frac{I_v}{I_2} \times \frac{H_2}{L} = 1$

a) Na Viga:

Apoio E_e, pórtico encastrado:

$$+M_{E_e} = \frac{C \times H_2}{2} \times \frac{3\,\eta}{1 \times 6\,\eta} = \frac{38{,}2 \times 4{,}5}{2} \times 0{,}43 = 37 \text{ t. m.}$$

pórtico articulado:

$$+ M_{E_e} = \frac{C \times H_2}{2} = \frac{38{,}2 \times 4{,}5}{2} = 86 \text{ t. m.}$$

Adopta-se:

$$+ M_{E_e} = 0{,}5\ (37 + 86) = 61{,}5$$

Apoio C: $$- M_c = \frac{C \times H_2}{2} \times \frac{3\eta}{1 + 6\eta} = \frac{38{,}2 \times 4{,}5}{2} \times 0{,}43 = 37 \text{ t. m.}$$

b) Nos montantes:

Montante 2 (CF):

no tôpo: $- M_{C'} = - M_C = 37$ t. m.

na base: $$+ M_F = \frac{C \times H_2}{2} \times \frac{1 + 3\eta}{1 + 6\eta} = \frac{38{,}2 \times 4{,}5}{2} \times 0{,}57 = 49 \text{ t. m.}$$

Montante 2' (EG):

no tôpo: $+ M_{E'} = + M_{E_e} = 61{,}5$ t. m.

(1/2 encastramento)

na base: $$- M_F = \frac{C \times H_2}{2} \times \frac{1 + 3\eta}{2(1 + 6\eta)} = \frac{38{,}2 \times 4{,}5}{2} \times 0{,}286 = 24{,}5 \text{ t. m.}$$

Resumo das solicitações:

a) Na Viga:

apoio C: $M_C = -3{,}19 + 8{,}4 - 37 = 31{,}79$ t. m.
apoio E_e: $M_{E_e} = -3{,}15 - 27{,}2 + 61{,}5 = 31{,}5$ t. m.
apoio E_d: $M_{E_d} = -65{,}2$ t. m.

b) Nos montantes:

Montante 2 (CF):

no tôpo: $M_{C'} = -0{,}91 + 6{,}72 - 37 = -31{,}19$ t. m.
na base: $M_F = +0{,}45 - 3{,}36 + 49 = +46{,}09$ t. m.

No Montante 2' (EG):

no tôpo: $M_{E'} = 0 + 30{,}4 + 37 = +67{,}4$ t. m.
na base: $M_G = 0 - 15{,}2 - 24{,}5 = -39{,}7$ t. m.

4 — *Esforços longitudinais:*

a) Na Viga:

Compressão: $C = 38{,}2$ t.

b) Nos montantes:

Solicitação I:

Montante 2 (CF):

no tôpo: $$- R_C = \frac{1{,}575 \times 4{,}5}{2} = 3{,}55 \text{ t.}$$

Montante 2' (EG):

no tôpo: $- R_E = 3{,}55 + 1{,}575 \times 2 = 6{,}7$ t.

Solicitação II:

Montante 2 (CF):

no tôpo: $+R_C = \frac{R_D \times a}{L} \times \frac{1 + 6\eta}{6\eta} = \frac{32{,}6 \times 2}{4{,}5} \times 0{,}86 = 12{,}4$ t. (tracção)

Montante 2' (EG):

no tôpo: $-R_E = R_D \left(1 + \frac{a}{L} \times \frac{6\eta}{1 + 6\eta}\right) = 32{,}6 \times 13{,}8 = 45{,}5$ t.

Solicitação III:

Montante 2 (CF):

na base: $-R_F = \frac{CH_2}{L} = \frac{38{,}2 \times 4{,}5}{4{,}5} = 38{,}2$ t.

Montante 2' (EG):

na base: $+R_G = -R_F = 38{,}2$ t. (tracção)

Resumo das solicitações nos montantes:

Montante 2 (CF):

$$R_2 = -3{,}55 + 12{,}4 - 38{,}2 = -29{,}35 \text{ t.}$$

Montante 2' (EG):

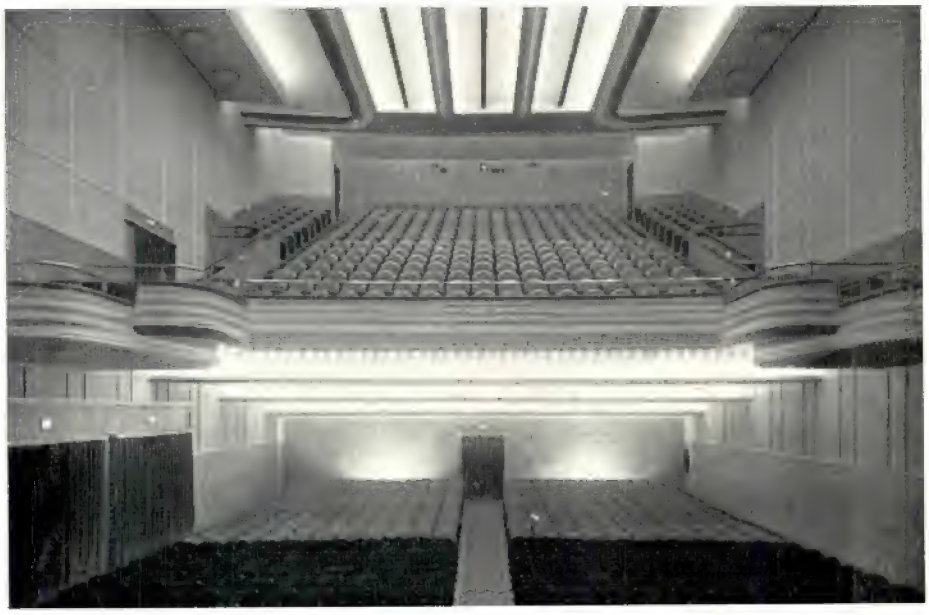
$$R'_2 = -6{,}7 - 45{,}5 + 38{,}2 = -14{,}00 \text{ t.}$$

CINEMA "CINEARTE"

Eng. Ângelo Ramalheira

Arq. Rodrigues Lima

FACHADA PRINCIPAL

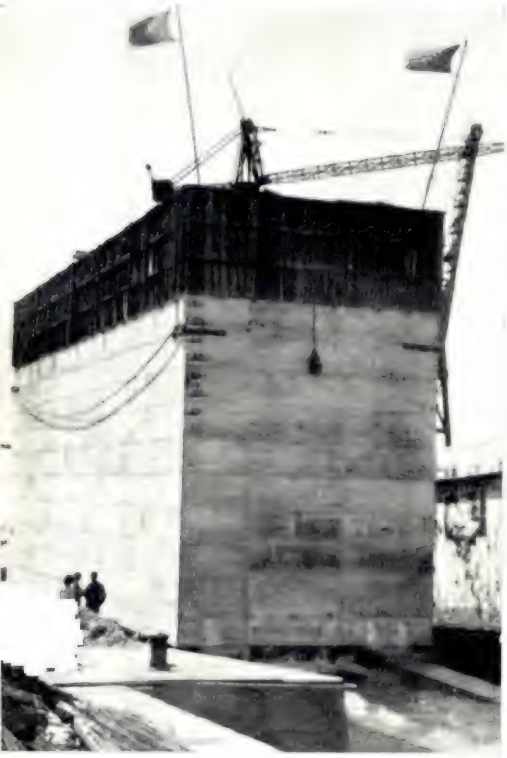


UM ASPECTO INTERIOR

O «FOYER», VENDO-SE AO FUNDO A TABACARIA E OS «BARS» INSTALADOS NOS ESPAÇOS LIVRES ENTRE MONTANTES DA VIGA «VIERENDEEL», QUE SUPORTA OS BALCÕES

PÔRTO DE PONTA DELGADA

Um aspecto do estaleiro de construção dos caixões flutuantes de betão armado, empregados no novo molhe



Um dos caixões na carreira de lançamento. Notem-se as suas grandes dimensões

Lançamento à água de um caixão flutuante, que em seguida é rebocado para o local de afundamento

Possibilidade dum ábaco para o cálculo dos Suportes reforçados de Secção Circular—Compressão simples

PELO ENG. CIVIL (U. P.) DANIEL MARIA VIEIRA BARBOSA

Para pôr devidamente a dificuldade do *estudo dos suportes reforçados* transcrevo um período do Prof. suíço Adrien-Paris no seu «Cours de Béton Armé»:

«O princípio do betão cintado, para o qual Considère deu uma primeira expressão de resistência, não está ainda suficientemente esclarecido para permitir o estabelecimento duma fórmula inatacável.»

Indicações provenientes de estudos minuciosos, e quási sempre experimentais, como os de Hager, Hangan, Saliger, Taylor e Thompson, Mesnager, Mösch, etc., têm levado à criação de diferentes métodos de cálculo; o Prof. G. Magnel com o fim de simplificar o problema, e baseado no Regulamento Belga, propõe um ábaco aplicável às fórmulas por êste adoptadas: estas foram criadas por melhoria das condições de segurança impostas, nêste caso, pelo Regulamento Francês que baseou o seu critério nas experiências do Prof. O. Withey, da Universidade de Wisconsin (E. U. A.).

Outros ábacos têm sido estabelecidos com o mesmo fito e citemos, por exemplo, os do Eng.º G. Massié e do Eng.º P. Lebelle, Director do Bureau Securitas da França, que mereceu justa publicação nos «Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics»; nenhum dêsses ábacos permite, porém, resolver o problema dentro do critério estabelecido pelo Regulamento Português que sendo, nêste campo, cópia fiel do Regulamento Alemão, se baseia nas já citadas experiências de Mösch.

Não conheço ábacos simples que dentro das nossas condições regulamentares permitam a resolução rápida do problema; o próprio formulário do Eng.º Willy-Kaiser (Statik-Eisen betonbau) que me parece ser um dos livros alemães mais práticos para os cálculos de betão armado, limita-se a pôr as condições impostas e deixa resolução do problema à via analítica.

Por outro lado, as fórmulas estabelecidas não são de resolução cómoda com a régua de cálculo, e como as ligações entre as diversas grandezas que entram em jôgo são muito complexas, o problema é maçador.

O ábaco que vou estabelecer para resolver a questão parece-me simples e tem, quanto mais não seja, as vantagens de *sem uma única conta* determinar tôdas as grandezas que se pretendem conhecer e de dispensar verificações posteriores, visto dar a certeza que essas mesmas grandezas satisfazem às nossas condições regulamentares.

Permito-me observar ainda que adoptarei, no decorrer dêste estudo, as notações regulamentares vigentes e que me dispensarei de transcrever a discussão das equações a que fôr chegando, limitando-me a considerar as curvas que representam nas zonas que interessam ao estabelecimento do ábaco. Êste, por seu lado, é apresentado como *primeira tentativa,* visto da discussão dessas mesmas equações se depreender — segundo parece — a possibilidade dum ábaco ainda mais simples que, a seu tempo, aparecerá talvez.

A fórmula geral que permite resolver o problema é a seguinte (fig. 1), *(Regulamento português)*:

$$P = R'_b A_i$$

$$\begin{cases} \text{onde} \quad A_i = A'_b + 15\,(A'_a + 3\,A_c) \\ \text{sendo} \quad A'_b = \dfrac{\pi d^2}{4} \end{cases}$$

$$A_i \leq 2\,A_b$$

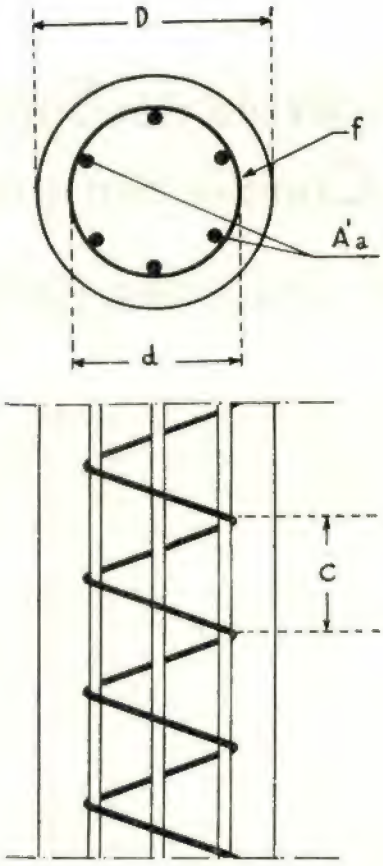


Fig. 1

$$\text{sendo } A_b = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_c = \frac{\pi d f}{c}$$

$$\text{devendo ser } c \leq \frac{1}{5} d \leq 8 \text{ cm.}$$

$$A'_a \geq \frac{A_c}{3}$$

$$0{,}008\, A'_b \leq A'_a \leq 0{,}03\, A'_b$$

A possibilidade de varejamento obriga ainda a impôr a condição de ser

$$\frac{h}{d} \leq 13$$

Como se vê, as condições regulamentares impostas tornam o problema um pouco trabalhoso, visto que, geralmente, só se conhecem

$$P,\ R'_b \text{ e } h$$

Passemos, agora, ao estudo da possibilidade dum ábaco, mas antes vejamos como se resolve o problema por via analítica (Luigi Santarella, por exemplo).

Como disse é fixada, geralmente, a carga exterior *P*, a altura do pilar *h* e a natureza do betão e da solicitação, o que fixa o valor de R'_b.

Da condição imposta

$$A_i \leq 2\, A_b$$

se tira o valor de A_b

$$A_b = \frac{P}{2\, R'_b}$$

e êste valor permite-nos determinar, imediatamente, o diâmetro exterior *D* e, conseqüentemente, o diâmetro do núcleo *d*.

Observemos ser muito vulgar a relação

$$\overset{cm}{D} = \overset{cm}{d} + 5^{cm}$$

Ora, conhecido *d* temos o valor de A'_b e, portanto, o de $A'_a + 3\, A_c$; da relação $A'_a \geq \frac{1}{3} A_c$ tiramos, porque conhecemos $A'_a + 3\, A_c$, o valor de A_c.

Conhecido A_c virá o valor de *f* (secção das cintas) pela relação

$$f = \frac{A_c \times c}{\pi \times d}$$

para a qual foi necessário fixar o valor de *c*.

Visto que conhecemos *f*, conhecemos qual o valor da secção das cintas que vamos, *de facto*, empregar, o que permite conhecer o verdadeiro valor de A_c e, portanto, o de A'_a.

Claro que logo de início, após a determinação do diâmetro do núcleo, teríamos verificado se a relação $\frac{h}{d}$ não excedia o valor *13*, visto que, se assim não fôsse, teríamos de aumentar *d* até o igualar (ou então diminuíamos a carga de segurança do betão pela lei linear

$$n = ?\left(\frac{h}{d}\right)$$

expressa no nosso Regulamento e que permite, assim, dispensar as fórmulas mais ou

menos complicadas de Euler ou Rankine, por exemplo).

Vejamos agora como se pode estabelecer um ábaco de fácil trabalho.

A equação geral será

$$P = R'_b A_i = R'_b [A'_b + m (A'_a + 3 A_c)] = 2 R'_b A_b,$$

visto que a secção será tanto menor quanto maior fôr A_i, sem contudo poder exceder o valor $2 A_b$. (Reg.)

Porque

$$A_i = \frac{P}{R'_b} = 2 A_b = A'_b + m (A_a + 3 A_c) \qquad (1)$$

teremos

$$\frac{2 \pi D^2}{4} = \frac{\pi d^2}{4} + m (A'_a + 3 A_c) \qquad (2)$$

1.ª hipótese — Como $A'_a \geq \frac{1}{3} A_c$, supuremos

$$A'_a = \frac{2}{3} A_c$$

Atendendo ainda a que

$$A_c = \frac{\pi d f}{c}$$

a equação (2) transformar-se-á em

$$\frac{\pi D^2}{2} = \frac{\pi d^2}{4} + \frac{11}{3} . m . \frac{\pi d f}{c} \qquad (2')$$

Visto poder admitir que

$$c = \frac{1}{5} d$$

a equação (2') escrever-se-á

$$\frac{\pi}{4} (2 D^2 - d^2) = \frac{55}{3} . m \pi f$$

o que permite determinar a secção das cintas

$$f = \frac{2 D^2 - d^2}{1100} \qquad (3)$$

2.ª hipótese — Admitiremos a igualdade

$$d = D - 5^{cm}$$

o que transforma a equação (3) em

$$f = \frac{d^2 + 20d + 50}{1100} \qquad (4)$$

equação esta que, representando uma parábola, nos determina o valor de *f*, conhecido que seja o de *d*.

Mas porque

$$c \leq \frac{1}{5} d \leq 8 \text{ cm.} \qquad \text{(Reg.)}$$

desde que $d > 40$ cm. *c* terá sempre, no máximo, o valor de 8 cm. e a equação (4) já se não pode aplicar.

Voltemos, de novo, à equação (2'); se nela substituirmos *c* por 8 cm. teremos

$$\frac{\pi}{4} (2 D^2 - d^2) = \frac{11}{24} m \pi d f$$

o que permite escrever, atendendo à relação estabelecida entre os diâmetros do pilar e do núcleo, a equação

$$f = 0{,}0364 \frac{d^2 + 20d + 50}{d} \qquad (5)$$

que, como se vê, representa uma hipérbole.

Não devemos esquecer que *c* pode igualar 5 cm., o que não será natural se nos fixarmos na relação

$$c = \frac{1}{5} d$$

visto que, para tal, *d* estaria abaixo do valor 30 cm. que é, aproximadamente, aquele a partir do qual se tornam vantajosos os pilares reforçados (G. Magnel).

Contudo, se se não atender àquela relação, mesmo que se queira uma malha de cintagem muito apertada, não se deverá descer abaixo de 5 cm. dadas as dificuldades de betonagem.

Duma maneira geral, e atendendo às hipóteses estabelecidas, podemos escrever a equação

$$f = 0{,}00455 \frac{d^2 + 20d + 50}{d} \times c \qquad (6)$$

que representa uma superfície.

Como posso obter secções planas paralelas ao plano (df) — que é o plano do gráfico ou do ábaco a estabelecer — dando diversos valores para *c*, terei

$$\left.\begin{array}{l} c = 5 \rightarrow f = 0{,}0228\ A \\ c = 6 \rightarrow f = 0{,}0273\ A \\ c = 7 \rightarrow f = 0{,}0319\ A \\ c = 8 \rightarrow f = 0{,}0364\ A \\ \text{onde } A = \dfrac{d^2 + 20d + 50}{d} \end{array}\right\} \quad (7)$$

O gráfico II — fig. 2 — permite assim determinar o valor de *f*, conhecido que seja o de *d*, sabendo-se anteriormente qual o valor a atribuir

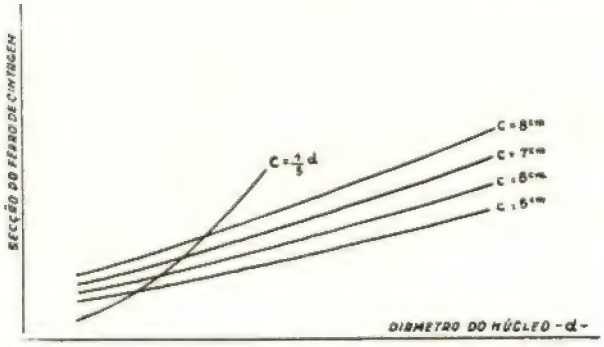


Fig. 2

a *c*; as cinco curvas que se encontram no gráfico citado permitem trabalhar com o valor geral $c = \frac{1}{5} d$ e com os valores limites $c = 5^{cm}$, $c = 6^{cm}$, $c = 7^{cm}$ e $c = 8^{cm}$.

Já vimos que

$$A'_a \geq \frac{1}{3} A_c$$

3.ª hipótese — Admitiremos

$$A'_a = \frac{2}{3} A_c$$

Porque

$$A_c = \frac{\pi d f}{c} \quad e \quad c = \frac{1}{5} d$$

teremos

$$A_c = 5 \pi f$$

e ainda

$$A'_a = 10{,}48\ f \qquad (8)$$

Esta equação representa uma recta que passando pela origem dos eixos (A'_a, f), e no plano dêstes, faz com o dos *ff* um ângulo cuja tangente é 10,48: quere dizer que para cada valor de *f* podemos determinar o correspondente valor de A'_a.

Porém, se *c* igualar 5^{cm}, 6^{cm}, 7^{cm} ou 8^{cm}, não sendo êstes valores correspondentes a $\frac{1}{5}$ d, a equação (8) deixa de ter aplicação e é necessário estabelecer curvas representativas da equação geral

$$A'_a = \frac{2}{3} \frac{\pi d f}{c}$$

O gráfico III — fig. 3 — permite, assim, encontrar o valor de A'_a, conhecido o valor de

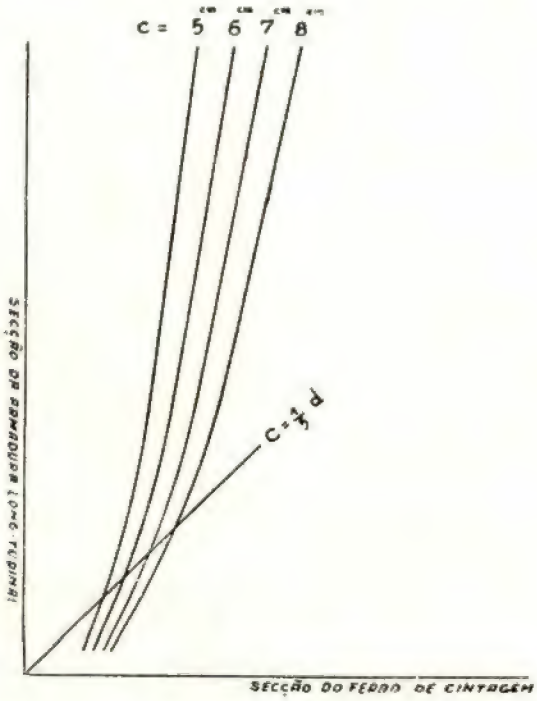


Fig. 3

f; precisamos de só saber qual o valor de *c*, se é $\frac{1}{5}$ de *d* ou se é qualquer outro: no primeiro caso trabalhamos com uma recta e no segundo com uma das curvas características para o espaçamento 5^{cm}, 6^{cm}, 7^{cm} ou 8^{cm}.

Conhecido *d*, vimos como é possível determinar a secção das cintas e a secção da armadura longitudinal; vamos ver que fixado o valor de *P* e de *h* podemos encontrar o valor de *d*, com tôda a facilidade, desde que continuemos a supor

$$d = D - 5 \text{ cm.} \qquad \text{(2.ª hipótese)}$$

E permita-se a observação seguinte: nunca se porá revestimento inferior a $2^{cm},5$ contados em relação ao eixo das cintas; se êsse revestimento fôr, porém, maior não haverá prejuízo quanto à segurança visto que teríamos

$$A_l < 2 A_b$$

(condições regulamentares).

Continuemos; porque $A_b = \frac{P}{2 R'_b} = \frac{\pi D^2}{4}$ podemos escrever, atendendo à 2.ª hipótese feita,

$$d^2 + 10 d + 25 - \frac{2 P}{R'_b \pi} = 0 \qquad (10)$$

equação esta representativa duma parábola.

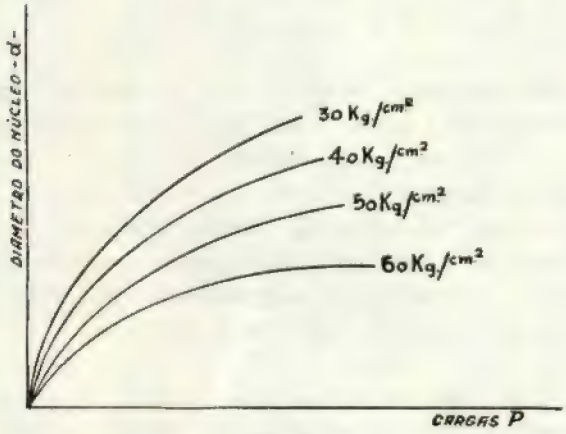


Fig. 4

Como se vê, na fig. 4, fixado um valor para R'_b podemos sempre determinar *d*, conhecido que seja P.

1.ª Observação—Simplesmente, podemos encontrar um valor para *d* que satisfazendo embora à tensão unitária fixada não sirva, devido às condições de varejamento.

$$h = 13 d$$

é a equação representativa de uma recta, no plano (h, d) e passando pela origem.

Portanto: o diâmetro encontrado há-de, quando multiplicado por 13, igualar ou ser superior à altura do suporte; se assim não fôr, temos de tomar um diâmetro que satisfaça a esta condição.

Resolvamos o problema gràficamente: traço uma recta passando pela origem dos eixos dos (PP) e dos (dd), e assente no seu plano, e marco os valores de *h* correspondentes aos diversos valores de *d* ($h = 13 d$) nessa própria recta; suponhamos agora que me é dada uma carga

$$P = X \text{ ton.}$$

e um betão, defenido na sua aplicação, por uma carga de segurança

$$R'_b = \tau \text{ kg/cm}^2$$

Na fig. 5 se vê como imediatamente se obtém $d = Y$; se a recta $\overline{YY'}$ corta a recta dos (hh) segundo um valor superior ao da altura do suporte quere dizer que o pilar, com o diâmetro $d = Y$, não varejava.

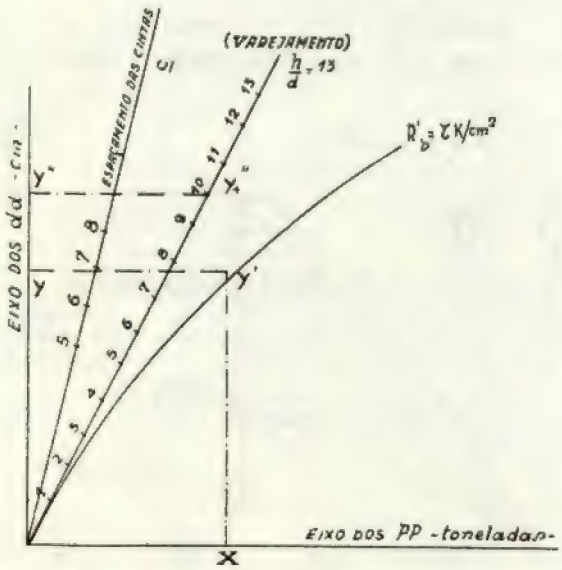


Fig. 5

Se porém êsse valor fôr menor, tenho que ir buscar o diâmetro correspondente à altura fixada.

No caso da fig. 5, por exemplo, se a altura do suporte fôr igual ou inferior a $7^m,70$ o ponto Y representa o valor procurado de d, mas se h tivesse um valor superior — $10^m,00$, por exemplo — já o valor de d seria o correspondente ao ponto Y''. No caso de se querer aplicar o coeficiente de redução expresso no Regulamento, basta multiplicá-lo pela carga actuante e, com o valor obtido, recomeçar o estudo do problema.

2.ª Observação — Resta-nos agora saber qual o valor que devemos considerar para c: se $\frac{1}{5}$ d, se 5^{cm} ou se 8^{cm}; é ainda possível, nêste mesmo gráfico, procurar tal conhecimento sem dificuldade de maior.

$$c = \frac{1}{5} d$$

representa uma recta idêntica à considerada na 1.ª observação, mas em que o coeficiente angular é agora $\frac{1}{5}$; o raciocínio é exactamente o mesmo para o seu traçado — fig. 5.

Interpretação:

1) Se a recta YY' corta a recta dos *cc* à esquerda do valor *8* mas à direita do valor *5* (caso da figura 5), lê-se na recta qual o valor do espaçamento para as cintas ($c = 7^{cm}$, na fig.) e em todos os outros gráficos trabalha-se *sempre* com as curvas correspondentes a $c = \frac{1}{5} d$.

2) Se a recta YY' corta a recta dos *cc* à direita do valor *8* — caso de se ter tomado a recta Y'' Y_1'', por exemplo — tomar-se-à *sempre* para *c* o valor 8^{cm} (Reg.) e com as curvas correspondentes a $c = 8$ segue o estudo no gráfico

3) Se a recta YY' cortasse a recta dos *cc* — o que não é racional pelas razões atrás expostas — à esquerda do valor 5^{cm}, seria êste o valor para o espaçamento das cintas e então, nos gráficos II e III, procuraríamos as curvas correspondentes a êste valor.

E agora, para terminar, vejamos a condição final imposta pelo nosso Regulamento:

$$0{,}008\, A'_b \leq A'_a \leq 0{,}03\, A'_b$$

Nos limites permitidos teremos as equações

$$A_a = 0{,}0236\ d^2$$
$$A_a = 0{,}00626\ d^2$$

Encontrado o valor de A'_a e marcado o valor de d correspondente, o ponto cujas coordenadas são (A_a, d) *tem* de cair na zona tracejada da fig. 6; se porém cair na zona I temos de aumentar A_a até que tal não aconteça, mas o contrário aconteceria se o ponto caísse na II: em qualquer dos casos seríamos obrigados a modificar as grandezas determinadas.

Vimos assim como todos os valores que entram em jôgo no problema tratado se podem encontrar sem necessidade de contas; resta agora mostrar — e aqui reside, me parece, a principal vantagem do método que adoptei — como se pode ligar todos êstes gráficos de modo a determinar as grandezas desconhecidas, sem interrupções e num ábaco só.

Conforme se vê no ábaco junto, os quatro gráficos dispõem-se segundo os quatro quadrantes e de tal modo que o gráfico I ocupa o 4.º; o II ocupa o 1.º; o III ocupa o 2.º e o IV ocupa o 3.º — fig. 7.

— *Resolução do problema pelo ábaco.*

São dados

$$P,\ h,\ R'_b$$

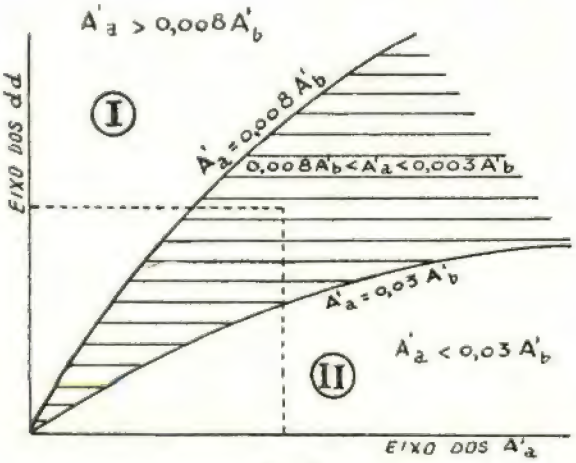
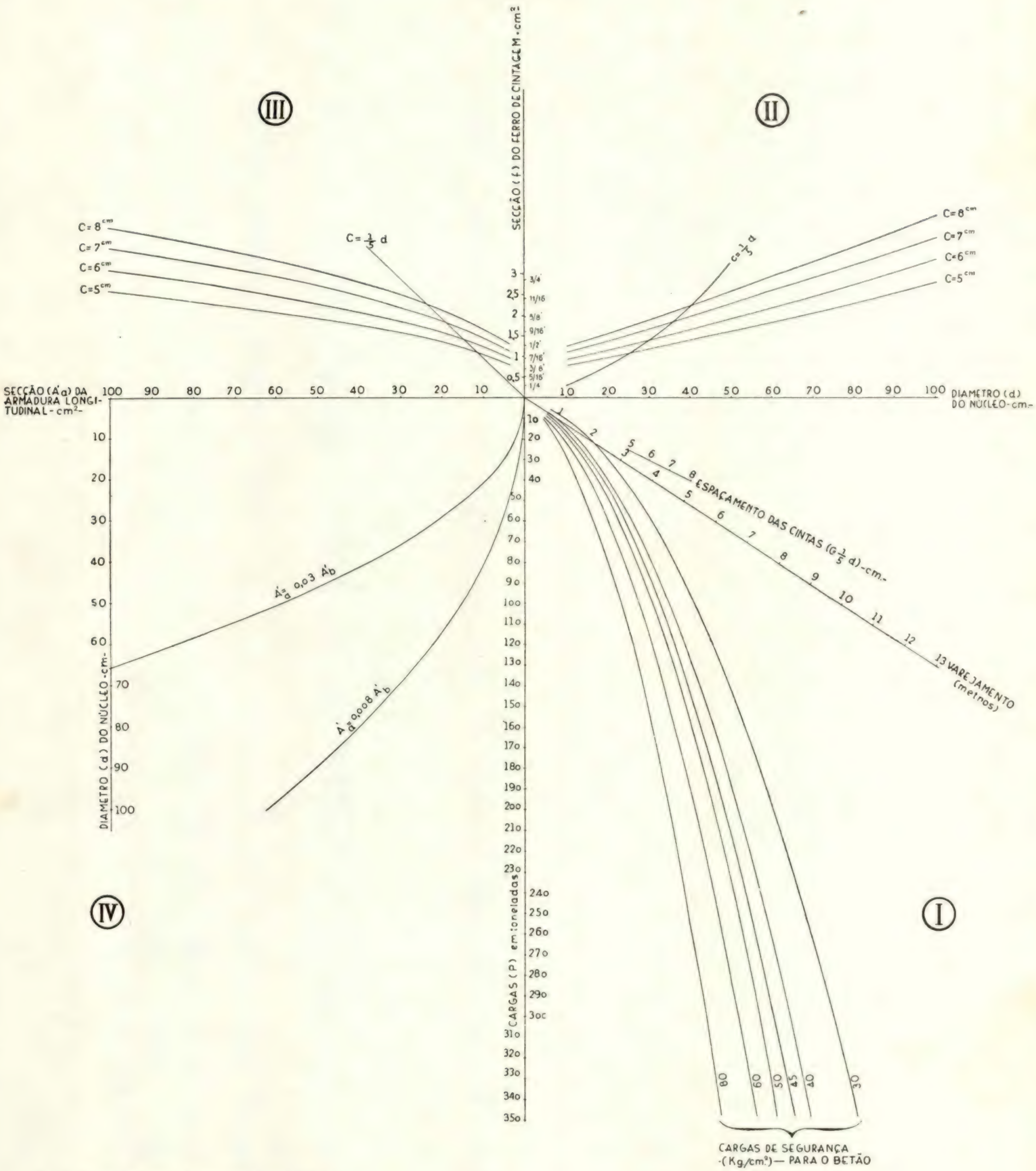


Fig. 6

Ábaco para o cálculo dos pilares reforçados

Secção circular



D. M. Vieira Barbosa — Engenheiro Civil (U. P.)

Pelo ponto correspondente ao valor de P (recta 1) tira-se uma horizontal até encontrar a curva correspondente ao valor de R'_b; pelo ponto encontrado tira-se uma vertical até ao eixo (2) onde se lê o valor do diâmetro *d* do núcleo cintado: o diâmetro exterior será:

$$D = d + 5.$$

esta horizontal prolongada no gráfico III até encontrar a recta correspondente a $c = \frac{1}{5} d$, ou a curva que diz respeito a qualquer outro espaçamento, defenirá um ponto pelo qual deve passar a vertical que, no eixo *(4)*, determina o valor de A'_a.

O ponto defenido por esta coordenada e

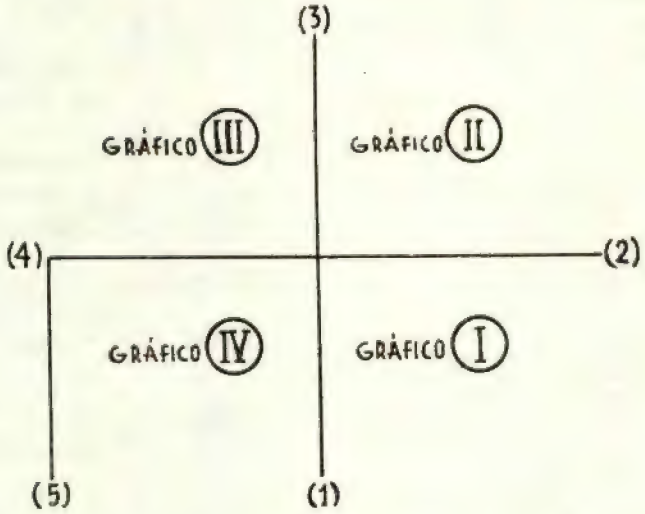


Fig. 7

Ainda no gráfico I se verificava se a vertical traçada cortava a recta dos *h h* à direita do valor correspondente à altura do pilar; se assim não fôsse, isto é, se a corta à esquerda, devemos deslocá-la para o valor de *h* correspondente à altura e será esta a nova vertical que determinará *d* (ou então aplicar o coeficiente *n* expresso no nosso Regulamento). Se a vertical, corrigida já para as alturas, corta a recta do «espaçamento das cintas» entre os valores *5* e *8*, lemos qual o valor encontrado — que será o valor *c* — e trabalharemos sempre com as curvas correspondentes a $c = \frac{1}{5} d$; se a corta à direita de *8* ou à esquerda de *5*, *c* será respectivamente igual a *8* cm e a *5* cm, e serão as curvas correspondentes a êstes valores que condicionarão a aplicação do ábaco.

Conhecido o valor de *d* prolongamos a vertical até à curva correspondente ao espaçamento adoptado para a cintagem (Gráf. II) e pelo ponto assim defenido tira-se uma horizontal que determina, no eixo (3), a secção das cintas; pelo valor de *d* medido no eixo (5) *tem* de cair no espaço correspondente às duas curvas limites que se vêem no Gráfico IV.

Observação: pode acontecer que a secção das cintas, quando se tomar c = 8 cm. por exemplo, venha exagerada; convirá arbitrar um valor para *c* inferior àquele limite máximo.

Bastará que nos gráficos II e III se atenda à curva que diz respeito ao novo espaçamento fixado: o problema seguirá, afora isso, sempre da mesma maneira. Evidentemente que se, mesmo assim, vierem ferros acima de 5/8 para as cintas convirá buscar a solução: pilar de ferro.

Resolução dum problema.

Pretende-se calcular um pilar com 4^m de altura, reforçado, de secção circular, que terá de suportar uma carga axial de 102.000 kgs. O betão empregado permite uma carga de segurança de 40 kg/cm².

Gráfico I — Espaçamento das cintas $c = 7^{cm}$
Diâmetro do núcleo $d = 35^{cm}$
Diâmetro do pilar $D = 40^{cm}$

Observ. I: o pilar poderia ter uma altura de $4^{m},5$

Observ. II: $c = \frac{1}{5} d$

Gráfico II — Secção das cintas $f = 1^{cm^2},8$

Gráfico III — Secção da armadura longitudinal $A'_a = 18^{cm^2},8$

Gráfico IV — O ponto *o* cai dentro da área imposta.

Verifiquemos a secção, por mera curiosidade:

$$\begin{cases} \frac{h}{d} = \frac{400}{35} < 13 \\ c = \frac{35}{5} = \frac{1}{5} d \end{cases} \begin{cases} A_c = \frac{\pi \times 35 \times 1,8}{7} = 28,2 \\ A'_a = 18,8 > \frac{1}{3} A_c \end{cases}$$

$$\begin{cases} A'_b = 964 \\ 0,008\, A'_b < A'_a < 0,03\, A'_b \end{cases}$$

$$R'_b = \frac{102.000}{964 + 15\,(18,8 + 3 \times 28,3)} \cong 40 \text{ kg/cm}^2$$

Suponhamos, porém, que $h = 6^{m},00$:

Gráfico I — Espaçamento das cintas $c = 8^{cm}$
Diâmetro do núcleo $d = 46^{cm}$
Diâmetro do pilar $D = 51^{cm}$

Observação I: $c \neq \frac{1}{5} d$

Gráfico II — Secção das cintas $f = 2^{cm^2},32$

Como se vê, no eixo (3), passamos o ferro 5/8', o que não convém. Então adoptaremos uma cintagem mais apertada

c = 5 cm.

Secção das cintas $f = 1^{cm^2},55$

Gráfico III — Secção da armadura longitudinal $A'_a = 28^{cm^2},6$

Gráfico IV — O ponto *o* cai dentro da área imposta.

Verifiquemos a secção, por mera curiosidade:

$$\begin{cases} \frac{h}{d} = \frac{600}{46} = 13 \\ c = 5 < \frac{1}{5} d \end{cases} \begin{cases} A_c = \frac{\pi \times 46 \times 1,55}{5} = 44^{cm^2},8 \\ A'_a = 28,6 > \frac{1}{3} A_c \end{cases}$$

$$\begin{cases} A'_b = 2.120 \\ 0,008\, A'_b < A'_a < 0,03\, A'_b \end{cases}$$

$$R'_b = \frac{102.000}{2.120 + 15\,(28,6 + 3 \times 44,8)} \cong 22 \text{ kg/cm}^2$$

No caso de querermos aplicar as possibilidades que o Regulamento nos fornece, procederiamos do seguinte modo:

$$\frac{h}{d} = 17,3 > 13$$

$$n = 1,43 \quad \text{(Reg.)}$$

$$P' = n \,.\, P = 146.000 \text{ kgs.}$$

Gráfico I — Tomaremos $c = 5$ cm.
Diâmetro do núcleo $d = 43^{cm},5$
Diâmetro do pilar $D = 48^{cm},5$

Observação I: $c \neq \frac{1}{5} d$

Gráfico II — Secção das cintas $f = 1^{cm^2},45$

Gráfico III — Secção da armadura longitudinal $A'_a = 26^{cm^2},2$

Gráfico IV — O ponto *o* cai dentro da área imposta.

Verifiquemos a secção, por mera curiosidade:

$$\begin{cases} c = 5 < \frac{1}{5} d \\ A_c = \frac{\pi\, df}{c} = 39^{cm^2},8 \\ A'_a = 26^{cm^2},2 > \frac{1}{3} A_c \end{cases} \begin{cases} A'_b = 1.485 \text{ cm}^2 \\ 0,008\, A'_b < A'_a < 0,03 A'_b \end{cases}$$

$$R''_b = \frac{102.000}{1.485 + 15(26,2 + 3 \times 39,8)} \cong 27,9 \text{kg/cm}^2 = \frac{R'_b}{n} = \frac{40}{1,43}$$

Evidentemente que é necessário adoptar secções *comerciais* de ferros e partir de dimensões *pràticamente* executáveis; no problema resolvido não se atendeu a isso — o que, aliás, não trazia dificuldade de espécie alguma — porque não tive por fito senão o de confirmar a possibilidade do ábaco.

O APODRECIMENTO DA MADEIRA

SUAS CAUSAS E COMO EVITA-LO

Conquanto que o creosote tem sido empregado há muitos anos para o tratamento de madeira, nunca foi desenvolvido para êsse fim. É um secundário da fabricação do gás. Calhou oferecer uma protecção temporária contra os estragos do apodrecimento e por isso foi adoptado para êsse fim.

A prática revelou que o creosote (a não ser que seja aplicado pelo processo dispendioso de pressão) é removido pela água e evapora e que no decurso de um ano ou dois perde a sua fôrça e torna-se inútil como desinfectante. Quem não tem visto as chulipas nas linhas férreas bem impregnadas de Creosote, e um ano ou dois passados estão como se nunca tivessem levado o Creosote?

O advento do Cuprinol não foi um acidente, nem é o Cuprinol um produto secundário de uma indústria, para a qual alguma aplicação tinha de se encontrar à fôrça. Foi o resultado de anos de pesquisas sôbre as razões porque a madeira apodrece com tanta facilidade, e o dispêndio de avultadas somas para formular um material que combatesse os factores da decadência.

As investigações revelaram que a Natureza, que deu ao homem um material de construção tão completo como é a madeira, também engendrou a maneira de dispôr da sua sôbre-produção. Uma multiplicidade de fungus e de insectos, são empregados pela Natureza para quitar o mundo das árvores caídas que, se acumulassem durante os séculos, chegavam a estrangular as florestas e não havia lugar para nova arborização.

O homem, nas idades distantes, não absorvia a produção da Natureza tão ràpidamente como seria necessário para limpar as florestas, e os agentes destruídores faziam a sua obra de eliminação. Mas, hoje em dia, a Natureza tem de ser forçada a entregar suficiente madeira para acudir ao vasto consumo. Emprega, no entanto, os mesmos agentes destruídores, não descriminando entre a árvore morta caída na floresta e a prancha de madeira de construção igualmente morta. Em resumo, onde se encontrar madeira morta a Natureza assegura que os agentes destrutivos estão também presentes.

A decadência da madeira é realmente um tópico interessante e sôbre o qual podiam-se escrever volumes. Aqui, basta dizer no entanto, que a Natureza emprega dois tipos de intermediários, para cumprir o que no princípio era um plano de destruïção bem concebido e necessário. São estes intermediários os fungus e os insectos trituradores.

Os esporos (sementes) dos fungus, estão presentes na maior parte das madeiras, apenas requerendo princípio das condições conducentes à sua germinação e os tentáculos crescem e se propagam para iniciar o que se chama caruncho (apodrecimento). A Natureza também determinou que estes esporos possam flutuar no ar para assegurar uma propagação efectiva.

Para aumentar esta obra de destruïção, os insectos trituradores foram evoluídos. Conquanto que haja um grande número de espécies cujos hábitos são conhecidos pelos Laboratórios de Pesquisas Cuprinol, é o bastante falar-se apenas no Bezouro *(Xestobium rufovillosum)*, o Serra-Madeira *(Lyctus brunneus)*, o Escaravelho dos Móveis *(Anobium Punctatum)*, o Escaravelho Toiro *(Hylotrupes bajulus)* e a Formiga Branca.

Ainda mais; a Natureza forneceu a estas pestes o meio de injectar as madeiras numa grande área grande, porque lhes deu os meios para voar.

Tanto os fungus como os insectos trituradores alimentam-se nas substâncias de natureza orgânica. O celulose das madeiras, o cânhamo e o algodão usado na fabricação de linhas, cabos, rêdes, lônas para velame e toldos, é o ingrediente sôbre o qual se fartam. Foi êste facto que levou um científico Dinamarquês a desenvolver uma substância para envenenar o alimento e matar os agentes destruïdores pela fome.

Para ser efectivo contudo, tinha de se descobrir um produto que preenchesse as seguintes exigências.

Enquanto tinha de ser venenoso, tinha ao mesmo tempo de ser inofensivo para os animais, aves, peixe ou plantas.

Ao mesmo tempo que tivesse a qualidade de prevenir os ataques dos insectos, tinha também de possuir a qualidade de eliminar os insectos já estabelecidos.

Enquanto tinha de ser um entrave resistente aos fungus de tôdas as espécies, tinha de ter também a propriedade de esmagar os ataques já em eflorescência.

E, acima de tudo, tinha de ser permanente para evitar a despesa de novos tratamentos.

Cuprinol foi inventado para preencher exactamente estas necessidades, e a sua eficácia tem sido provada por milhares de consumidores em tôdas as partes do mundo. Tem sido ensaiado pelas seguintes entidades:

Laboratório de Ensaio e Estudos de Materiais do Ministério das Obras Públicas, Lisboa;
Laboratório de Pesquisas sôbre Produtos Florestais, Princes Risborough, Inglaterra;
Marine Biological Research Station, Plymouth;
Marine Biological Research Station, Escócia;
Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção, Watford, Inglaterra;
Laboratório de Ensaios da Associação Britânica, de Fabricantes de Tintas e Vernizes;
Repartição dos Serviços Florestais do Govêrno da União Sul Africana, Pretória;
Laboratório de Ensaios Florestais da Índia, Dehra Dun, Índia Britânica.

Cuprinol é fabricado de sáis orgâno-metálicos de Zinco e Cobre, que são insolúveis em água e não voláteis.

Os sáis são dissolvidos num diluente que penetra profundamente a madeira ou lôna, evapora ràpidamente deixando os sáis depositados no celulose natural, que assim fica venenoso aos fungus, e os insectos trituradores.

A água não pode desalojar as substâncias venenosas, e por isso Cuprinol é largamente usado para tratar madeiras submersas.

Cuprinol tem outras grandes vantagens, aqui estão:

Aplicação — Pode ser aplicado à trincha, à pistola ou por imersão. Nenhum aquecimento ou pressão é necessário.

É limpo — Ao contrário do Creosote ou produtos à base do Creosote, Cuprinol não deixa uma película parecida com alcatrão na superfície e por isso não suja.

Seca ràpidamente — Cuprinol seca muito ràpidamente, nalguns casos apenas 20 minutos. Isto economiza tempo.

Não afecta a pintura — Cuprinol é o único preservativo de madeira que tem a dupla função de preservativo e primário. Pode-se pintar, envernizar ou pulir sem o mais pequeno receio de repassar. De facto, madeira tratada com uma das côres em que Cuprinol é fornecido, e depois envernizado fornece um efeito decorativo interessante. As tintas e vernizes Robbialac, são especialmente recomendadas para uso sôbre o Cuprinol.

Cuprinol torna mais forte a madeira, deminuindo as contracções e expansões. Também torna mais forte o algodão e as lônas de estôpa, linho, etc.

Não corroe — Cuprinol não corroe o ferro ou outros metais.

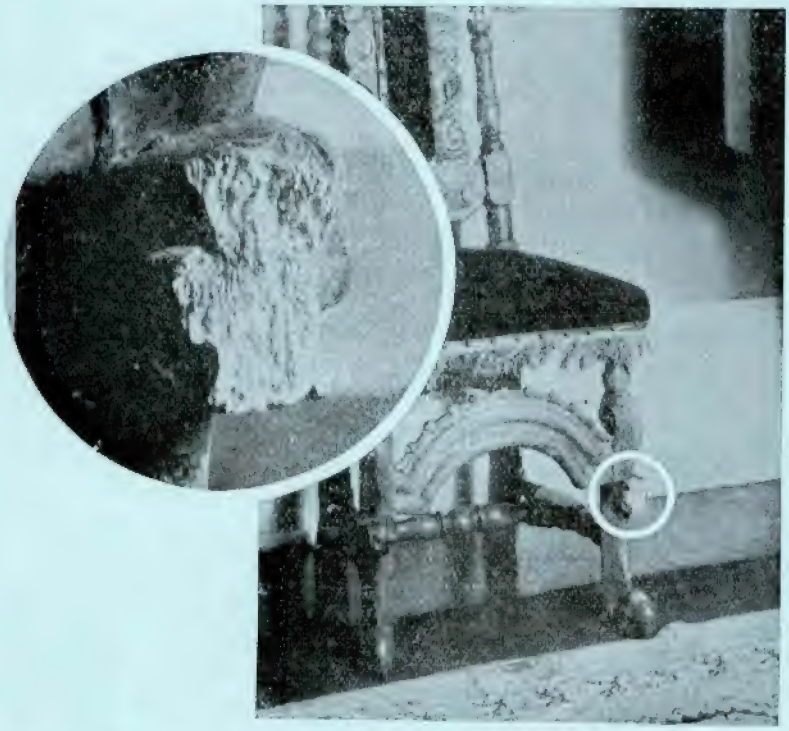
Evita o Bolor e o Mildiu — Cuprinol aplicado nas lônas das velas evita o mildiu e apodrecimento.

Aplica-se sôbre o Creosote — Cuprinol pode ser aplicado em madeiras tratadas a creosote, ou produtos à base de creosote.

Cuprinol é permanente — Ao crontrário do Creosote e produtos similares, Cuprinol oferece protecção permanente contra os fungus e os insectos — é por essa razão que o govêrno da Dinamarca, não concede qualquer subsídio para as construções Municipais a não ser que tôdas as madeiras sejam tratadas com Cuprinol e **mais nada.**

Cuprinol não repassa o estuque, e esta é uma das suas vantagens mais atraentes.

(a continuar no próximo número)



Fabricado e patenteado por CUPRINOL, Ld., Bristol - Inglaterra
Distribuído por JENSON & NICHOLSON, Ld., Londres
Distribuidores exclusivos para Portugal e Colónias
Sociedade Robbialac, Limitada
Rua Nova do Carvalho, 15, 1.º — LISBOA — Telef. (P. B. X.) 2 7000
Depositário no PORTO
DROGARIA TIAGO DA COSTA
RUA S. JOÃO, 33 — PORTO

P R E Ç O S

(O galão inglês tem 4,5 litros)

5 galões	300$00
1 galão	70$00
1/2 galão	37$50
1/4 galão	20$00
1/8 galão ou pinta	11$00
1/16 galão ou 1/2 pinta	6$00

CÁLCULO DUMA CALDEIRA DE VAPOR

POR JOSÉ FARIA DA FONSECA SANTOS

(Do Curso de Engenharia Mecânica)

O método a usar na determinação das dimensões duma caldeira de vapor foi tratado no número anterior desta revista; cabe-nos dar um exemplo numérico seguindo-o.

O problema consiste em calcular uma caldeira de vapor com 4 corpos cilíndricos e 2 feixes tubulares, o primeiro de grande inclinação e o segundo vertical, para uma produção horária de vapor de

$$P = 15.000 \text{ kgs/h}$$

à pressão absoluta de 16 kgs/cm² e à temperatura de sobreaquecimento de 350° C.

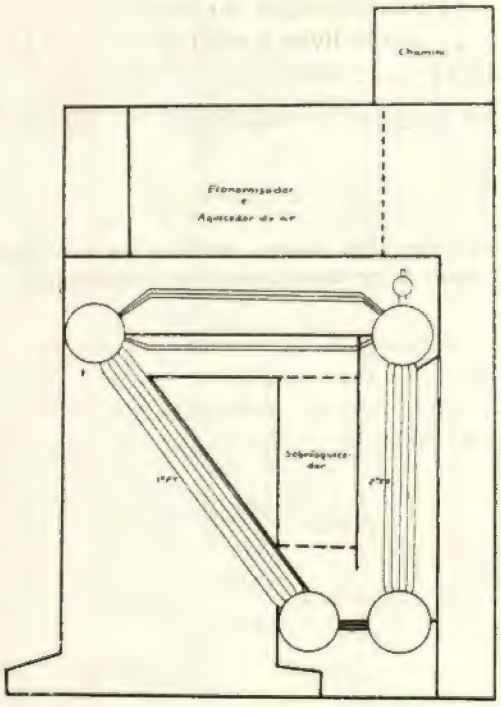


Fig. 1

Na fig. 1 temos um esquema provisório da caldeira cujas dimensões vamos calcular.

O carvão queimado na grelha tem a seguinte composição centesimal

Carbono ...	65,23
Hidrogénio	4,95
Oxigénio...	14,85
Azoto	1,66
Enxôfre.....	2,10
Cinzas.....	11,21
	100,00 humidade acidental 4 %

Vamos determinar o volume (V) da câmara de combustão, a superfície (A) da grelha e o excesso de ar mais convenientes, conforme vem indicado no livro «Fuels And Their Combustions» e seguidamente as dimensões da caldeira pròpriamente dita utilizando os gráficos de «Münzinger».

I PARTE

Cálculo do volume da câmara de combustão, da superfície da grelha e do excesso de ar

CAPÍTULO I

Da composição do carvão

Convém para os cálculos que a humidade acidental ou higrométrica seja incluída na composição do carvão e se separe o hidrogénio livre do combinado e a água combinada da higrométrica.

O hidrogénio livre é dado por $h = H - \frac{0}{8}$

em que H e 0 são respectivamente o hidrogénio e o oxigénio totais existentes no combustível.

O hidrogénio combinado será a diferença entre o hidrogénio total e o livre

$$h_1 = H - h$$

A água de combinação é dada pela soma do hidrogénio combinado com o oxigénio do combustível.

Feitas as contas teremos a composição sob a forma desejada:

Carbono.....	62,58
Azoto....	1,59
Enxôfre.....	2,08
Água higrométrica..	4,00
Água combinada.....	16,03
Hidrogénio livre.....	2,97
Cinzas.....	10,75
	100,00

CAPÍTULO II

Dos poderes caloríficos

Temos de calcular os poderes caloríficos superior e inferior que são dados pelas fórmulas:

Poder calorífico superior

$$P_{cs} = \frac{C}{12} \times 97 + \frac{h}{2} \times 68{,}39 \text{ kcal/kg.}$$

Poder calorífico inferior

$$P_{ci} = 8.080\ C_1 + 11.214\ C_2 + 34.462\ h + \\ + 2.250\ S - 5733\ H - 637\ A \text{ kcal/kg}$$

Em que

C_1 é a percentagem de carbono fixo
C_2 » » » » volátil
C » » » » total
h » » » hidrogénio livre
H » » » » total
A » » » água higrométrica
S » » » enxôfre

Temos então:

$$P_{cs} = \frac{625{,}8}{12} \times 97 + \frac{29{,}7}{2} \times 68{,}39 = 6.075 \text{ kcal/kg}$$

$$P_{ci} = 8.080 = 0{,}6258 + 34.462 \times 0{,}0297 + \\ + 2.250 \times 0{,}028 - 5.733 \times 0{,}0475 - \\ - 637 \times 0{,}04 = 5.829 \text{ kcal/kg.}$$

Resumindo

$P_{cs} = 6.075$ kcal/kg.
$P_{ci} = 5.829$ kcal/kg.

CAPÍTULO III

Do pêso e volume de ar teòricamente necessário à combustão

Das equações de combustão tira-se que

1 kg. de carbono	precisa de	11,53	kg de ar			
1 » » hidrogénio	»	»	34,60	»	»	»
1 » » enxôfre	»	»	4,32	»	»	»

O ar teòricamente necessário à combustão será, para 1 kg. de carvão:

p.ª o carbono	$-0{,}6258 \times 11{,}53$	$=7{,}2420$ kgs.
» » hidrogénio	$-0{,}0297 \times 34{,}6$	$=1{,}0280$
» » enxôfre	$-0{,}0208 \times 4{,}32$	$=0{,}0898$
Pêso total de ar		$p=8{,}3598$ kgs.

o volume será $v = \frac{8{,}3598}{1{,}293} = 6{,}47 \text{ m}^3$

CAPÍTULO IV

Do pêso dos gases obtidos na combustão com o ar teòricamente necessário

Os produtos da combustão de 1 kg. de carvão são:

Azoto	proveniente do ar—$0{,}77 \times 8{,}3598$	0,4400 kgs.
	do combustível	0,0159 »
Anidrido carbónico	$3{,}67 \times 0{,}6258$	2,3200 »
Água	humidade	0,0400 »
	combinada	0,1603 »
	da combinação do hidrogénio livre—$9 \times 0{,}0297$	0,2673 »
Anidrido sulfuroso	$-2 \times 0{,}0208$	0,0416 »
P. total dos gases por kg. de carvão		9,2851 kgs.

CAPÍTULO V

Do volume dos gases obtidos na combustão com o ar teòricamente necessário

A percentagem em volume é a mesma que a percentagem em moléculas.

Os números de moléculas dos diferentes produtos da combustão de 1 kg de carvão são:

Azoto	$\frac{6455{,}9}{28} = 231{,}00$	moléculas
Anídrido carbónico	$\frac{2.320}{44} = 52{,}75$	»
Água	$\frac{467{,}6}{18} = 26{,}00$	»
Anídrido sulfuroso	$\frac{41{,}6}{64} = 0{,}65$	»
Número total de moléculas	$= 310{,}40$	»

Donde se poderia tirar o volume a 0º e 760 mm.

As percentagens em volume serão:

Azoto	74,4 %
Anídrido carbónico	17,0 %
Água	8,4 %
Anídrido sulfuroso	0,2 %

CAPÍTULO VI

Das perdas em calor sensível nos gases à saída da chaminé (Processo dos calores moleculares)

Como vamos calcular a percentagem destas perdas, a marcha da combustão não interessa, por isso supomos que se queimam 100 kgs de carvão por hora para termos imediatamente os resultados em percentagens.

Em 100 kgs de carvão temos os seguintes números de moléculas combustíveis:

de carbono $\frac{62.580}{12} = 5.220$ moléculas

de hidrogénio $\frac{2.970}{2} = 1.485$ »

tendo desprezado o enxôfre, cuja percentagem é pràticamente desprezível.

A quantidade de ar necessária a estes elementos para a combustão teórica é:

$$\left(5.220 + \frac{1.485}{2}\right) 138,4 = 822.500 \text{ gr. de ar}$$

Teremos então os produtos obtidos na combustão de 100 kgs de carvão:

CO^2	5.220,0 moléculas		
OH^2	1.485,0 »	do H livre	
OH^2	905,0 »	da OH^2 de combinação	$\left[\frac{16030}{18}\right]$
OH^2	221,2 »	da humidade	$\left[\frac{4.000}{18}\right]$
N^2	22.420,0 »	do ar	$\left[\frac{5.220+742,5}{0,21} \times 0,79\right]$
N^2	56,8 »	do combustível	$\left[\frac{1.590}{28}\right]$

Resumindo

CO^2	5.220,0	moléculas
OH^2	2.611,2	»
N^2	22.476,8	»

Admitindo um excesso de ar de 100 % vamos ter os produtos da combustão:

CO^2	5.220,0	moléculas	
OH^2	2.611,2	»	
N^2	22.476,8	»	
Ar	28.400,0	»	$\left[\frac{5.962,5}{0,21}\right]$

Arbitremos em 160° C. a temperatura dos gases à saída da chaminé.

Esta temperatura é função da tiragem usada. Como vamos usar tiragem forçada esta temperatura pode baixar até cêrca de 120° C., mas, se a tiragem fôsse natural, então teríamos de a arbitrar em 400° C. pouco mais ou menos.

Calculemos as calorias arrastadas pelos gases (calor sensível).

Do livro «Conduite Rationelle des Foyers» de Pierre Appell, tiramos que o número de calorias necessárias para aquecer uma molécula de cada produto de combustão de 0° C. a 160° C. é:

para o CO^2	1,4	kcal/mol.
» a OH^2	1,38	»
» o N^2	1,08	»
» o ar	1,08	»

O número de calorias arrastadas pelos produtos da combustão à saída da chaminé, empregando o ar teòricamente necessário à combustão é:

Pelo CO^2	$5.220 \times 1,4 =$	7.310	kcal/100 kgs
» OH^2	$2.611,2 \times 1,38 =$	3.600	»
» N^2	$22.476,8 \times 1,08 =$	24.300	»
total de calorias perdidas		35.210	»

Como o poder calorífico superior do carvão é:

$$P_{cs} = 6.075 \text{ kcal/kg}$$

o número de calorias produzidas por 100 kgs de carvão é:

$$Q = 607.500 \text{ kcal}$$

e a perda em calor com o ar teórico em relação a êste calor será:

$$\frac{35.210}{607.500} = 0,058$$

Com um excesso de ar de 100 % vamos perder mais

$$28.400 \times 1{,}08 = 30.500 \text{ kcal/100 kgs}$$

e a perda em calor sensível correspondente é:

$$\frac{35.210 + 30.500}{607.500} = 0{,}108$$

As percentagens serão pois

com o ar teòricamente necessário	5,8 %
com 100 % de excesso de ar.....	10,8 %

Supondo que a variação da percentagem das perdas em calor sensível nos gases em função da percentagem do excesso de ar é linear teremos o gráfico 1, que é independente da marcha da combustão.

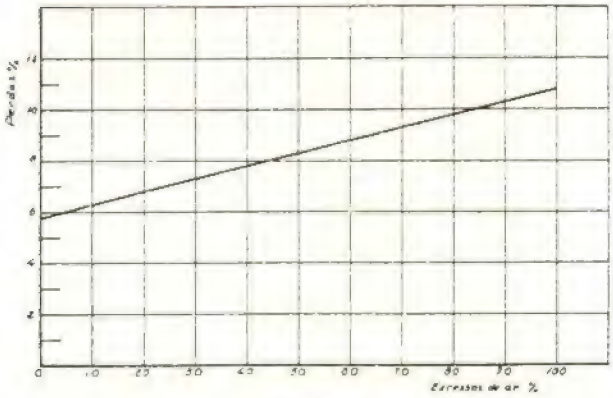


Gráfico 1

Nota: — Como se deve trabalhar sempre com a temperatura ambiente, como base, deveríamos ter entrado com o número de calorias arrastadas por cada molécula, supondo que elas eram aquecidas de 15° C. a 160° C. e não de 0° C. a 160° C., mas o êrro cometido é desprezível.

CAPÍTULO VII

Das perdas em não queimados nos gases

Estas perdas são calculadas comparando o carvão a estudar com três carvões tipos escolhidos pelo Bureau de Minas dos E. U. A.

Os seus estudos foram resumidos nos gráficos 2, 3 e 4, respectivamente para os carvões Pocahontas, Pittsburgh e Illinois.

Estes gráficos representam em abscissas as

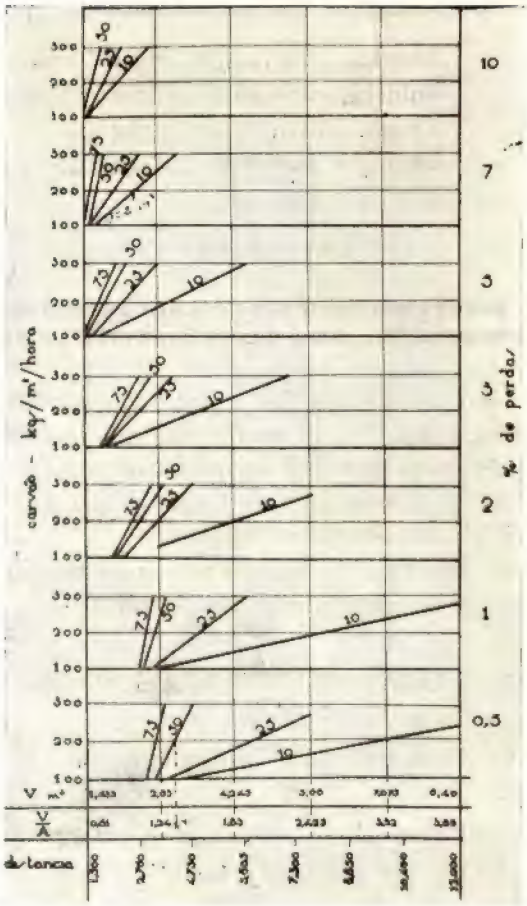


Gráfico 2

relações $\frac{V}{A}$, em ordenadas, à esquerda, os regimens da combustão e à direita as perdas em não queimados, em percentagem, correspondendo cada linha a um excesso de ar.

Para fazer a aplicação destes gráficos ao nosso carvão temos de interpolar, ou extrapolar, escolhendo uma das relações:

$$\frac{\text{Oxigénio}}{\text{carbono total}}$$

ou

$$\text{Matérias voláteis} \times \frac{\text{carbono volátil}}{\text{hidrogénio livre}}$$

Como nós não conhecemos as percentagens de matérias voláteis e de carbono volátil do nosso carvão escolhemos a primeira relação de comparação, que para os carvões tipos é:

Pocahontas	$\alpha_1 = 0{,}0367$
Pittsburgh	$\alpha_2 = 0{,}065$
Illinois	$\alpha_3 = 0{,}137$

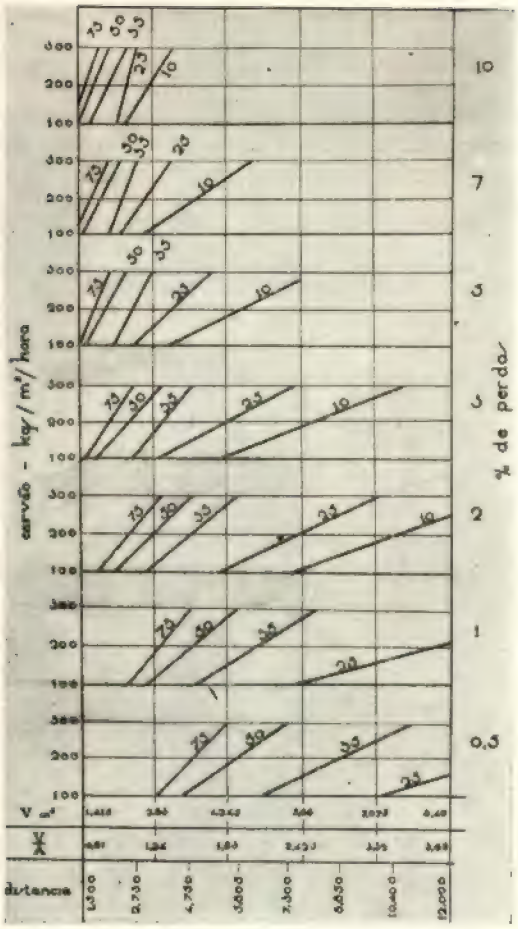


Gráfico 3

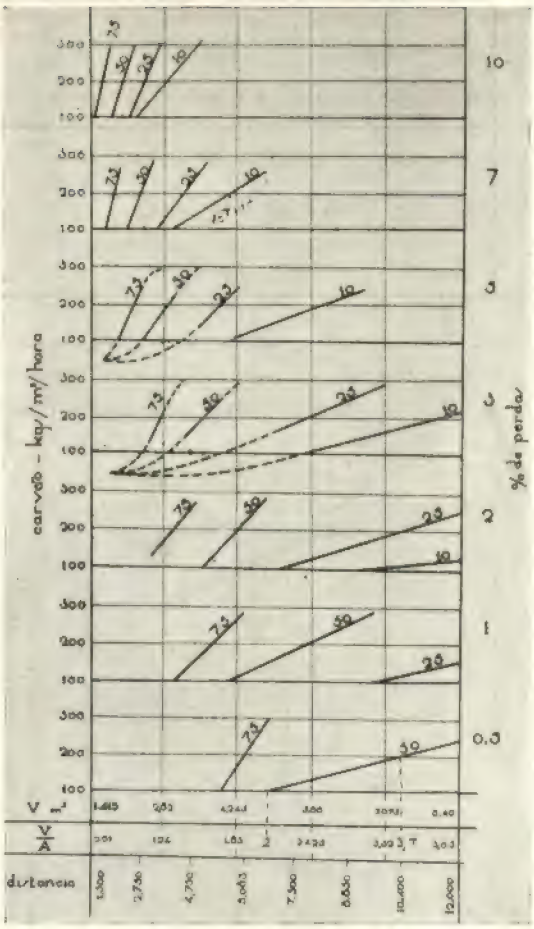


Gráfico 4

e para o nosso carvão

$$\alpha = \frac{14{,}25}{62{,}58} = 0{,}228$$

Esta relação está fora dos intervalos entre as dos carvões tipos, por isso há que extrapolar tomando como base os carvões Pittsburgh e Illinois.

Vamos construir por comparação um gráfico semelhante aos que servem de base para o nosso carvão.

Começamos por estabelecer gráficos marcando em abscissas os valores de $\frac{V}{A}$ e em ordenadas os $\alpha\alpha$, para 10, 20, 30 e 40 % de excesso de ar e para marchas de 100 e 200 kgs/m² h e perdas em não queimados corrigidas.

Esta correcção é devida aos carvões tipos terem sido estudados numa câmara de combustão especial, que permitia uma boa combustão. Ela varia de 1,5 a 2,2.

Tomemos para correcção de perdas o coeficiente 2; assim as perdas de 1, 2, 3 e 5 % serão no nosso caso, respectivamente de 2, 4, 6 e 10 %.

Temos assim os gráficos 5 e 6, respectivamente para as marchas de combustão de 100 e 200 kgs/m² h.

Resta reünir estes dois gráficos num só, gráfico 7, em que já estão relacionados os excessos de ar, as marchas de combustão, as perdas e os valores de $\frac{V}{A}$ para o nosso carvão, tendo tirado os valores dos dois gráficos anteriores na linha de $\alpha = 0{,}228$.

Para uma marcha de 150 kgs/m² h., que foi a escolhida, podemos traduzir os valores do gráfico pelo quadro que segue:

	VALORES DE $\frac{V}{A}$							Perdas
	2,3	2,5	2,9	3,1	3,2	3,5	4	%
Excesso de ar	—	—	55	38	30	23	12	4
	50	40	19	17	15	12	7	6
	18	15	10	—	—	—	—	10

Com êste quadro faz-se um gráfico, tendo as perdas em não queimados em função do excesso de ar, correspondendo cada linha a uma relação $\frac{V}{A}$; gráfico 8.

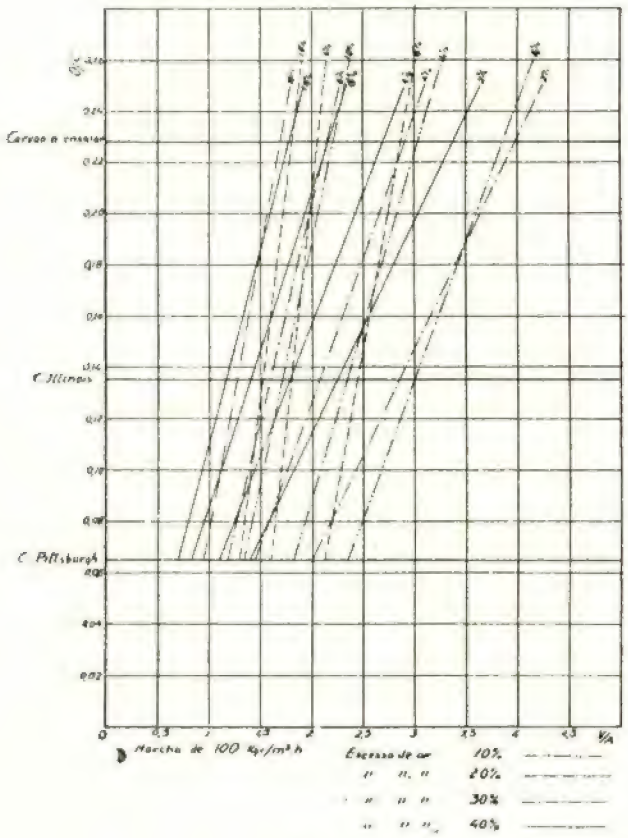


Gráfico 5

Sobrepondo a êste gráfico o das perdas em calor sensível e somando as ordenadas dos dois, temos as curvas das perdas totais nos gases.

Estas curvas apresentam um minimo de perdas a que corresponde, portanto, o excesso de ar óptimo. Unindo os mínimos por uma curva,

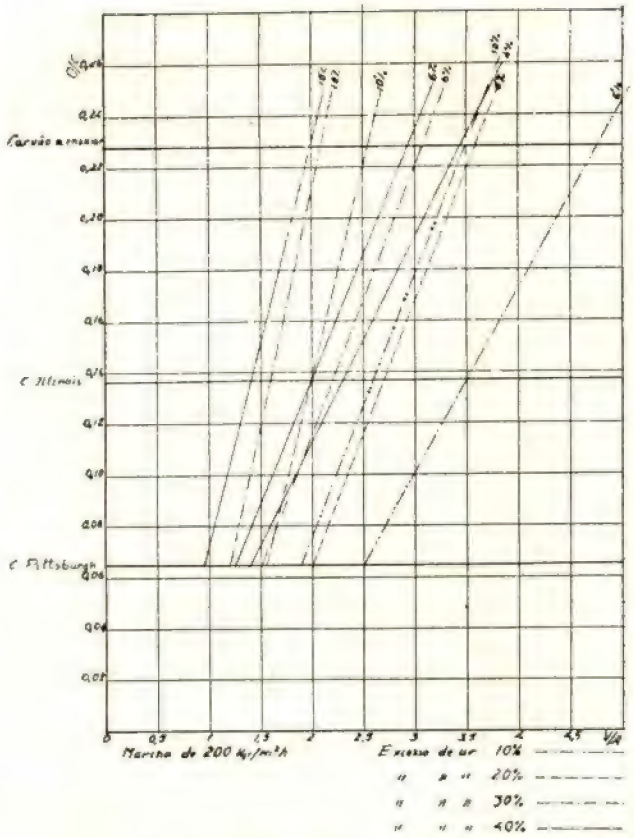


Gráfico 6

temos a curva dos minimos de perdas em função de $\frac{V}{A}$.

Daqui se conclui que, conhecido o andamento desta curva, bastaria determinar alguns dos seus pontos e teríamos logo todos os dados para resolver o nosso problema.

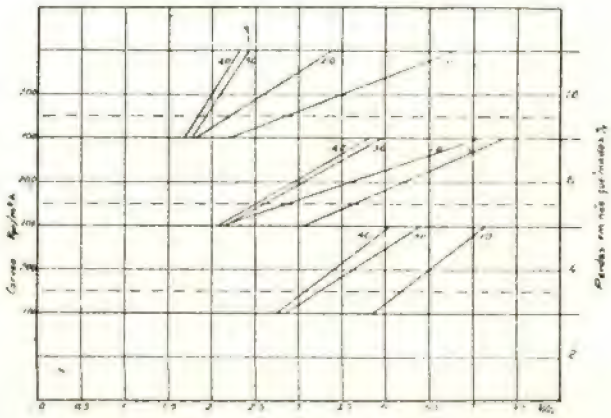


Gráfico 7

Foi para dar uma ideia do seu andamento que fizemos a determinação de pontos em excesso.

Podemos resumir os resultados do gráfico 8:

Valores de $\frac{V}{4}$ m	Excesso de ar óptimo %	Perdas totais %
2,3	41	14,2
2,5	40	13,8
2,9	34	12,0
3,1	32	11,6
3,2	30	11,3
3,5	28	11,0
4,0	20	10,2

Estes valores podiam ter sido determinados mais rapidamente fazendo apenas a extrapolação com os gráficos 3 e 4, apenas para a marcha escolhida, evitando-se assim a construção dos gráficos 5, 6 e 7.

Obter-se-ia um gráfico semelhante aos gráficos 5 e 6, para a marcha tomada.

Fizemos êste estudo mais complexo, não só para dar uma ideia geral, como ainda para prever uma possibilidade de variação na marcha da combustão.

CAPÍTULO VIII

Das perdas por irradiação

Tomando o caso duma caldeira normalmente isolada arbitremos estas perdas em

12,5 %

CAPÍTULO IX

Das perdas em calor não desenvolvido nas cinzas (não queimados)

Estas perdas são devidas ao coque que passa atravéz dos intervalos da grelha. São portanto função do tamanho do grão do carvão e ainda das distâncias entre as barras da grelha. Quanto mais miúdo fôr o carvão e mais largos os intervalos das barras, maiores elas serão. Para um caso médio podemos arbitrá-las em 1,6 % do carvão queimado.

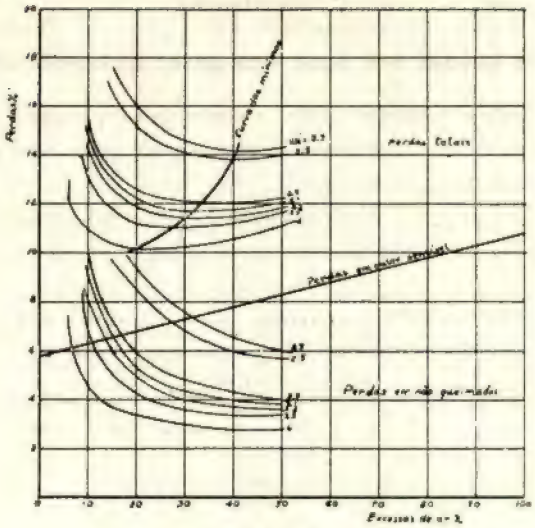


Gráfico 8

Em 100 kgs. de carvão o número de calorias não desenvolvidas será: 1,6 × 8080 k cal. Dividido êste valor pelo poder calorífico superior do carvão, temos a percentagem da perda:

$$\frac{1,6 \times 8080}{6075} = 2,1\ \%$$

CAPÍTULO X

Das perdas em calor sensível nas cinzas

É normal tomar-se para calor específico médio das cinzas 0,2 kcal/kg. ° C

Suponhamos a temperatura do leito da combustão de 1.350° C, sendo de 15° C. a temperatura dos produtos à entrada da grelha.

A quantidade de cinzas formada será, em percentagem, igual à soma das percentagens das cinzas do carvão e do carvão não queimado, ou seja:

$$10,75 + 1,6 = 12,35\ \%$$

A quantidade de calor arrastado pelas cinzas de 100 kgs de carvão será:

$$12,35 \times 0,2\ (1350 - 15)$$

e a percentagem das perdas é então

$$\frac{12,35 \times 0,2\ (1350 - 15)}{6075} = 0,5\ \%$$

As perdas totais nas cinzas serão de 2,6 %

CAPÍTULO XI

Das perdas em água nos gases da combustão

Estas perdas serão dadas pelo produto do pêso de água existente nos gases pelo seu calor de vaporização.

Do cap. IV tirámos que o pêso de água formado pela combustão de 100 kgs de carvão é:

humidade	4,00 kgs
água combinada.....	16,03 »
água do hidrogénio livre...	26,73 »
Total.....	46,76 »

Portanto a percentagem será:

$$\frac{46{,}76 \times 637}{6075} = 4{,}9\,\%$$

Observação: Esta perda deverá ser igual à diferença dos poderes caloríficos superior e inferior, ou seja

$$\frac{6075 - 5829}{6075} = 4{,}05\,\%$$

Há uma diferença de $4{,}9 - 4{,}05 = 0{,}85\,\%$ que é desprezível. No entanto, êste êrro tem a sua explicação no facto de não termos usado propositadamente fórmulas da mesma natureza para os poderes caloríficos superior e inferior.

Calculando o poder calorífico inferior pela fórmula atrás escrita, dever-se-ia calcular o superior pela mesma fórmula diminuída das parcelas negativas correspondentes à água e que são:

$$5{\cdot}733 \times 0{,}0475 \quad \text{e} \quad 637 \times 0{,}04$$

Estas parcelas devem dar uma percentagem igual às perdas em água, ou seja:

$$\frac{5733 \times 0{,}0475 + 637 \times 0{,}04}{6075} = 4{,}9\,\%$$

O poder calorífico superior a considerar não deveria ser, por estas razões 6075, mas sim

$$5829 + 5733 \times 0{,}0475 + 637 \times 0{,}04 \cong 6126 \text{ kcal/kg}$$

mas como o poder calorífico superior achado se aproxima mais do poder calorífico real do carvão justificamos assim a nossa escolha, mas repetimos que é de aconselhar usar a fórmula

$$P_c = 8080\ C_1 + 11214\ C_2 + 34462\ h + 2.250\ s$$

Como o êrro da percentagem das perdas em água é desprezível tomaremos o valor

$$4{,}05\,\%$$

visto ser a dada pela diferença entre os poderes caloríficos tomados.

CAPÍTULO XII

Do consumo de carvão

Para se obter a produção horária de vapor de 15.000 kg/h alimentando a caldeira com água a 16° C. e produzir vapor a 350°, à pressão efectiva de 15 kg/cm², temos de dispender uma quantidade de calor.

$$15.000\ (750{,}4 - 16) \text{ kcal/h.}$$

Somando as perdas calculadas, por diferença para 100, temos o rendimento; portanto o mínimo de quilos de carvão a queimar por hora será dado por

$$\frac{15.000\ (750{,}4 - 16)}{6.075 \times \text{rendimento}} = h \text{ kgs/h.}$$

CAPÍTULO XIII

Da superfície da grêlha

Sabido o consumo horário de carvão e a marcha da combustão, que já fixámos em 150 kgs/m² h, a superfície da grelha será

$$A = \frac{h \text{ kgs/h.}}{150 \text{ kgs/m}^2\,h} \text{ em m}^2$$

CAPÍTULO XIV

Do volume da câmara de combustão

Conhecida a superfície da grelha, para cada relação de $\frac{V}{A}$ teremos o volume da câmara de combustão.

CAPÍTULO XV

Dos custos e encargos

Arbitremos para custos os seguintes valores: para a caldeira 150.000$00, que podemos

upor fixo, e para a câmara de combustão 15.000$00 por m³.

Tomemos para encargos de capital

25 % de juro
20 % para depreciação
10 % para conservação

Para custo do carvão 150$00 por cada m³, sensivelmente por 1.000 kgs.

Podemos calcular com êstes valores os gastos diários, supondo que a caldeira trabalha as 24 h. do dia.

CAPÍTULO XVI

Da determinação da relação $\frac{V}{A}$ mais conveniente

Esta determinação é feita a partir do conhecimento dos vários rendimentos e do total dos gastos diários.

É evidente que o rendimento vai subindo à medida que a relação $\frac{V}{A}$ sobe, pois que as únicas perdas variáveis são as perdas totais nos gases e a curva dos mínimos do gráfico 8 mostra exactamente o que acabámos de afirmar.

A nossa escôlha da relação $\frac{V}{A}$ recaïrá então naquela que der um gasto total diário mínimo, ou próximo dêle se na apreciação do rendimento encontrarmos vantagem.

Resumamos no quadro seguinte todos os valores determinados, entrando ainda com uma perda de não mencionados, correspondente à aparelhagem anexa, etc., arbitrada em 4,8 %.

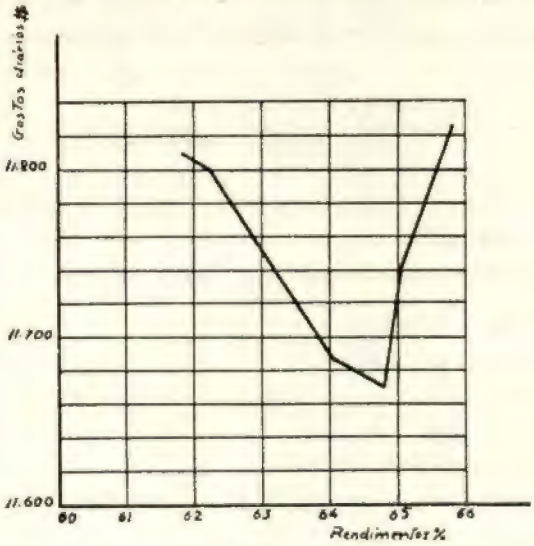


Gráfico 9

Estabeleçamos um gráfico n.º 9 que nos relacione os rendimentos com os gastos diários.

Êle mostra-nos com evidência que há um gasto diário mínimo de 11.667$00 para um rendimento de 64,75 % não valendo a pena subir êste rendimento pois que os gastos diários sobem muito mais ràpidamente.

Por estas razões escolhemos os valores:

$\frac{V}{A} = 3{,}2$ m, excesso de ar 30 %, gasto horário de carvão 2.800 kgs/h. Superfície da grêlha $A = 18{,}65$ m² e volume da câmara de combustão $V = 59{,}7$ m³ obtendo um rendimento de 64,75 %.

V/A m	Excesso de ar óptimo %	Perdas totais nos gases %	Perdas por irradiação %	Perdas nas cinzas %	Perdas na água %	Perdas não mencionadas %	Total das perdas %	Rendimentos %	Carvão queimado por hora kg/h	Superfície da grelha m2	Volume da câmara de comb.º m3	Custo da caldeira	Encargos do capital	Gastos diários em carvão	Total dos gastos diários
2,3	41	14,2	12,5	2,6	4,05	4,8	38,15	61,85	2.930	19,54	44,9	825.000$00	1.260$00	10.550$00	11.810$00
2,5	40	13,8	12,5	2,6	4,05	4,8	37,75	62,25	2.910	19,40	48,5	878.000$00	1.340$00	10.460$00	11.800$00
2,9	34	12	12,5	2,6	4,05	4,8	35,95	64,05	2.830	18,86	54,7	971.000$00	1.485$00	10.200$00	11.685$00
3,1	32	11,6	12,5	2,6	4,05	4,8	35,55	64,45	2.810	18,74	58,0	1:020.000$00	1.560$00	10.120$00	11.680$00
3,2	30	11,3	12,5	2,6	4,05	4,8	35,25	64,75	2.800	18,65	59,7	1:045.000$00	1.597$00	10.070$00	11.667$00
3,5	28	11	12,5	2,6	4,05	4,8	34,95	65,05	2.790	18,60	65,1	1:125.000$00	1.720$00	10.020$00	11.740$00
4	20	10,2	12,5	2,6	4,05	4,8	34,15	65,85	2.750	18,35	73,4	1:260.000$00	1.925$00	9.900$00	11.825$00

Como a superfície útil da grêlha é A = 18,65 m² e é conveniente que ela seja quanto possível quadrada, por razões que adiante veremos, a grêlha pode ter as seguintes dimensões:

Largura ..... 4 m.
Comprimento 4,66 m.

A largura da grelha será a largura da câmara de combustão.

Façamos finalmente um balanço térmico:

Perdas em calor sensível nos gases	7,46 %	1.272.000	kcal/h.
Perdas em não queimados nos gases	3,84 %	652.840	»
Perdas em calor sensível nas cinzas	0,5 %	85.050	»
Perdas em não queimados nas cinzas	2,1 %	357.250	»
Perdas em água nos gases	4,05 %	688.800	»
Perdas em calor irradiado	12,5 %	2.122.000	»
Perdas não mencionadas	4,8 %	816.060	»
Total de perdas ...	35,25 %	5.994.000	»
Calor necessário para produzir o vapor		11.016.000	»
Total de calor		17.010.000	»
Calor do carvão 2800×6075		17.010.000	»

ERRATA

Corrigir no último número, artigo do Sr. Engenheiro Alberto Abecasis, o que segue:

			Onde se lê	Leia-se
Pág. 660	2.ª coluna	linha 7	Quando e um	Quando a um
» 660	» »	» 31	$\int_0^l\int_0^h v\,t\,dy\,dz$	$\int_0^h v\,t\,dy\,dz$
» 661	1.ª »	» 1	$\int_0^l\int_0^h v\,t\,dz\,dy$	$\int_0^l\int_0^h v\,t\,dz\,dy$
» 662	2.ª »	» 19	(1)	(2)
» 662	» »	» 41	(2)	(3)
» 662	» »	nas chamadas	(1)	(2)
» 662	» »	» »	(2)	(3)
» 665	» »	linha 10	y	τ
» 665	» »	» 11	y	τ

Na pág. 662 falta a chamada:

(1) Supiro — «Le Reti Idrauliche» — pág. 250.

De tudo pedimos desculpa ao autor e aos nossos leitores.

Baile de despedida

dos alunos do I. S. T. que êste ano terminam os seus cursos.

Em 18 de Maio próximo.

INFORMA:
Telefone: 49144
Linha 50

Desabamento dum trôço da estrada de Outão, nas proximidades de Setúbal

POR FRANCISCO SILVEIRA RAMOS

(Do Curso de Engenharia de Minas)

Sobranceira ao Rio Sado, a menos de 1 quilómetro de Setúbal e para a banda de Oeste, fica situada a serra do Viso, que pertence ao sistema orográfiico da Arrábida. É formada por margas e conglomerados do jurássico superior cujas camadas, no local do desabamento possuem uma inclinação de 50° W.

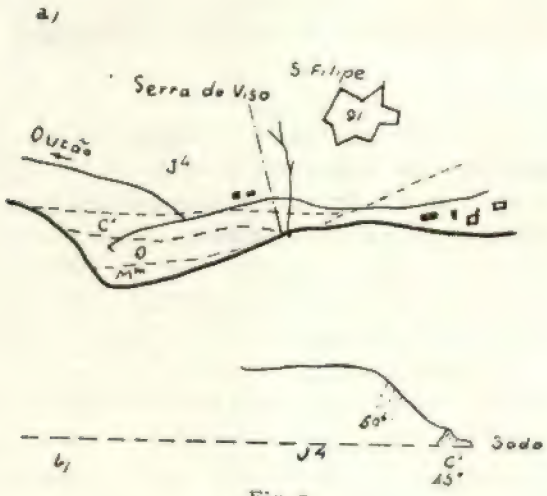


Fig. 1

No sopé da serra e junto ao Sado afloram formações do cretácico (C^1), oligocénico e miocénico marinho como indica a fig. 1.

Estas formações fazem parte segundo Choffat do anticlinal do Viso.

A meia encosta da serra passa a estrada que liga o Sanatório de Outão e a fábrica Secil com Setúbal.

Neste local, em Fevereiro último, produziu-se na encosta do Viso um desabamento de terras atingindo a estrada numa extensão de cêrca de 100m.

Quanto à descrição do fenómeno, em virtude da sua já grande publicidade nos jornais diários, diremos apenas que o movimento das argilas foi efectuado com grande lentidão tendo durado dias. As árvores abrangidas na área deslocada continuaram de pé, e até mesmo as paredes em alvenaria e parte do telhado da ermida de S. Braz que na fig. 2 fica por detrás da casa de madeira situada em 1.° plano, não se derrubaram. A estrada ficou com o pavimento sulcado por numerosas fendas que não vão além de 30cm.

Fig. 2

Apresentamos 3 fotografias amàvelmente cedidas pelo Eng. Vasco Costa, que nos mostram as proporções e o estado em que ficou a estrada depois do desabamento.

*
* *

Por baixo do forte de S. Filipe ao nível da estrada podemos notar na barreira da mesma, algumas fendas donde brotam pequenos veios de água.

Mais perto do trôço da estrada deslocado corre superficialmente pela encosta da monta-

nha um pequeno ribeiro. Êstes e outros factos são indícios da existência de veios de água circulando nas fendas e entre as camadas das formações margosas impermeáveis da serra.

Estes veios interiores e a grande acção da chuvas produziram um grande amolecimento das argilas, contribuindo assim para a sua desagregação.

Por outro lado nada mais natural supor que êstes veios de água arrastando continuamente as pequenas partículas de argilas dêem lugar a cavidades interiores, embora de pequenas dimensões, que originassem qualquer pequeno abatimento. E como o talude da serra tem uma inclinação muito grande, (50° L em média) as margas amolecidas e desagregadas submetidas à acção do seu pêso originaram o desabamento.

* * *

Para a estabilização de terrenos que se deslocam pela acção das águas, recorre-se a vários processos consoante as necessidades da obra a realizar e das condições e natureza do terreno. Um dos processos bastante usado é a construção de galerias filtrantes, destinadas ao escoamento das águas que nele circulam. No seu número de Fevereiro, a revista «Travaux» publica um artigo sôbre éste método de obstar aos deslocamento de terreno.

No caso da estrada de Outão, porém, só o tempo, a economia e um estudo completo da estabilização do talude da estrada poderão dizer qual a espécie de obras a realizar-se.

DO MUNDO TÉCNICO

A energia eléctrica nos campos

Alguns anos antes da guerra de 1914, a produção e o consumo de energia eléctrica eram, em França, relativamente insignificantes, mas já a partir de 1912, rápidos progressos começaram a transformar a situação e, logo que voltou a paz em 1918, foram iniciados grandes esforços em todos o país para tornar a electricidade acessível a tôda a gente.

Deixemos por momentos o desenvolvimento urbano das instalações eléctricas e voltemo-nos para a electrificação rural que tem metamorfoseado verdadeiramente a condição dos camponeses.

Basta lembrar as múltiplas aplicações da electricidade, que tornam a vida mais fácil, para se compreender que a multiplicação das rêdes eléctricas possa ter uma profunda influência, sob o ponto de vista demográfico, por exemplo sôbre o êxodo rural. Os habitan-

tes duma herdade isolada são encorajados a lá ficar, se a sua existência se tornar mais agradável e mais cómoda.

Em França, a energia eléctrica é mais barata que noutra parte, e a sua produção pode ser ainda sensìveimente aumentada visto a capacidade de produção ser superior em 25 % às necessidades do país. A hulha branca abunda e a percentagem do seu emprêgo, há alguns anos que aumenta naturalmente. O facto tem bastante importância porque se a França tem uma quantidade de hulha branca quási inesgotável, a sua produção de carvão é, pelo contrário, limitada; compreende-se sem esfôrço, o interêsse que ela tem em reduzir o consumo de carvão, utilizando ao máximo a energia hidro-eléctrica.

O equipamento total da França, permitiria economizar 40 milhões de toneladas de hulha por ano, isto é, mais de metade do consumo francês. Os cursos de água vindos dos Alpes dão mais de 500 milhões de kWh, os procedentes do Macisso Central, mais de 105 milhõea de kWh, os dos Pireneus, mais de 100 milhões de kWh, e finalmente os doutras regiões mais de 30 milhões de kWh.

Em 1914, havia em França, 55 departamentos com uma electrificação de 1 a 15 %; 21 com 16 a 30 %; 10 de 31 a 70 %; um único acima de 71 %. Das 36.241 comunas que contava a França, estavam electrificadas 5.431, ou seja 15 %. Hoje, mais de 95 % das comunas francesas estão electrificadas, ou seja uma população de 41.300.000 habitantes, isto é, 98,5 % da população total do país.

A-pesar da crise que entravou um pouco a progressão, nestes últimos anos, o consumo aumentou de novo a partir de 1937; notemos que êle era de 7,7 biliões de kWh em 1933 e que passou a 10 biliões em 1925 e a 15,8 biliões em 1930. Desde 1937, que o consumo tem aumentado cêrca de 20 % por ano.

A lei de 1923 procura facilitar por adiantamentos do Estado, a distribuïção da energia eléctrica nos campos; a Caixa Nacional de Crédito Agrícola concedeu para êste fim, empréstimos que, no total, ultrapassaram 89 milhões de francos, em 1938. É interessante comparar as somas emprestadas em cada ano, depois da promulgação da lei:

Anos	1924-1925	39.665.385
»	1926	55.512.341
»	1927	48.062.900
»	1928	59.549.850
»	1929	77.329.430
»	1930	127.194.670
»	1931	37.462.350
»	1932	23.958.300
»	1933	31.032.300
»	1934	19.762.000
»	1935	14.662.100
»	1936	28.337.520
»	1937	37.360.160
»	1938	89.099.660
		688.980.366

Se se exceptuar o ano de 1930, o montante de empréstimos concedidos em 1938, é o mais elevado desde 1924.

Estes empréstimos, que não excluem de resto, as subvenções concedidas pelo Estado facilitaram a criação de novas redes de distribuïção nos campos, e o aumento de rêdes já existentes. Os organismos interessados conseguiram obter os capitais que lhes eram imediatamente necessários. O encargo que vem para o Estado, devido a ter empréstimos repartiu-se sôbre um período de 30 a 40 anos; êsse encargo está reduzido à diferença entre os juros pagos pelo Tesouro à Caixa de Depósitos e Consignações pelos empréstimos que esta lhe consente, e os juros que o Tesouro recebe da Caixa Nacional de Crédito Agrícola.

O conjunto dos empréstimos concedidos desde 1923, permitiu a instalação de rêdes de distribuïção em 8.143 comunas com uma população de 4.156.671 habitantes. Juntando a esta soma, o montante de 60 emprestimos a longo prazo, concedido a organismos de electrificação rural, vê-se que o total de empréstimos concedidos peta Caixa Nacional de Crédito Agrícola para facilitar a distribuïção da energia eléctrica nos campos, atinge em 31 de Dezembro de 1938. 716.098.216 francos.

Lendo na mesma data, os pagamentos efectuados pela Caixa, de 587.174.676 francos, restava ordenar o pagamento de 101.814.690 francos; nesta mesma data, os reembolsos efectuados por conta dos empréstimos realizados atingiam 106.012.705,77 francos, e os empréstimos em curso, elevavam-se assim a 481.161.960,23 francos.

As emprêsas beneficiárias de empréstimos, devem manter a Caixa Nacional de Crédito Agrícola ao facto das suas operações.

Das informações fornecidas pelos organismos (cooperativas, departamentos, sindicatos das comunas, etc.) conclui-se que o consumo de energia eléctrica atingiu, em 1938, 908 kWh por km. de linha, dos quais 281 kWh para fôrça motris e 627 kWh para iluminação; 118 kWh por consumidor, dos quais 36 kWh para a fôrça motriz, e 82 kWh para a iluminação; 25,6 kWh por habitante servido, dos quais 7,9 kWh para fôrça motriz e 17,5 kWh para iluminação e outras aplicações domésticas.

Os resultados conseguidos em 1938 assinalam um acréscimo de consumo em relação ao ano precedente.

Consideremos alguns exemplos locais ou regionais: para o sindicato inter-comunal de «Vienne» a energia consumida por habitante servido, aumentou progressivamente de 15,2 kWh em 1929, para 17,8 kWh em 1930, para 21,4 kWh em 1933 e para 29,6 em 1938. — Para o sindicato inter-comunal de «Deux Sèvres» a energia consumida passou de 11,8 kWh em 1929 a 17,3 kWh em 1933 e a 26,7 kWh em 1938. — Para o conjunto das sociedades de interêsse colectivo agrícola, de electricidade, a energia consumida por habitante subiu, em média, de 26,3 kWh em 1933, para 40,8 kWh em 1938.

Estes dados permitem fazer uma ideia do que se realizou em território francês, no campo da distribuïção de energia eléctrica. O programa de conjunto não

está ainda inteiramente executado, pois falta ainda acabar trabalhos no Oeste e numa parte do centro da França: o montante dos trabalhos previstos subirá a cêrca de 2 biliões de francos.

A realização desta bela obra não é evidentemente facilitada pela guerra actual: o aprovisionamento dos locais de trabalho, a atribuïção de subvenções, a emissão de empréstimos a longo prazo, tudo isto prossegue lentamente, na mira dum acabamento que seria relativamente rápido se a França tem podido continuar tranqüilamente o seu esfôrço metódico e laborioso.

(Do Instituto Francês em Portugal)

O emprêgo do gás metâno na Itália

O metâno — conhecido nos antigos tempos pelas suas emanações expontâneas que ardiam no ar produzindo chama amarela, que denominavam «fogo-fátuo» porque se acreditava que elas tinham uma origem sobrenatural — foi tomado em consideração só nestes últimos anos.

Até há pouco tempo, as fontes conhecidas eram exploradas localmente e sobretudo para uso doméstico.

A necessidade de adquirir a menor quantidade possível de carburante no estrangeiro, levou os estudiosos e os técnicos a estudar com atenção o metâno que é um carburante excelente e talvez superior à gasolina.

Êste gás pela quantidade de octano que contém, tem o privilégio de não produzir detonações, o que permite uma compressão elevada nos motores; não deixa resíduos carbónicos, não produz diluïção do óleo lubrificante, não dá mau cheiro e além disso, permite uma rápida marcha dos motores a qualquer temperatura.

Deante dessas numerosas vantagens, o metâno apresenta sem dúvida a dificuldade de seu transporte, pois os recipientes nos quais é introduzido, normalmente à pressão de 200 atmosferas, formam um sensível pêso morto. Com os progressos realizados pela ciência êsse pêso morto, na fabricação dos recipientes, desceu até 4-4500 kg. por metro cúbico de gás, e dificilmente poder-se-á reduzir ainda êste pêso, a menos que não se utilizem recipientes de uma liga leve, da qual já se falou no último Congresso Nacional de Bolonha.

A produção do metâno na Itália aumenta dia a dia a-pesar das dificuldades e do custo das pesquisas que retardam o seu desenvolvimento.

As sondagens efectuadas até hoje calculam-se em algumas centenas; as fontes em actividade são em número de 15, sendo as mais importantes exploradas pela A. G. I. P. e outras por particulares.

Dos 13 milhões de metros cúbicos produzidos em 1936, dos quais apenas 417 mil foram utilizados como carburante, passou-se em 1938, a 16 milhões de metros cúbicos, dos quais 4 milhões e meio foram empregados para os autoveículos. No primeiro trimestre de 1939, a produção atingiu 5 milhões de metros cúbicos, dos quais 1.700.000, foram utilizados na auto-tracção.

A esta quantidade tão considerável de metâno-carburante, que aumentará com ritmo veloz se forem adoptados os meios indicados pelos produtores do último Congresse de Bolonha, poder-se-á juntar dentro de pouco tempo, o metâno de coke e o metâno produzido com o tratamento das águas lamacentas e dos resíduos da cidade.

O gás assim produzido chama-se artificial para distingui-lo do que brota expontâneamente do solo, e não pode ser imediatamente adaptado à auto-tracção, pois estando associado com outros gases, oferece insuficientes calorias e contém uma quantidade muito baixa de octano.

Pode-se utilizar como carburante sòmente depois de oportunas operações de purificação. Pode-se no entanto, utilizar imediatamente para usos industriais e domésticos.

De facto, o metâno produzido na distilação dos óleos minerais e do coke, encontra o seu emprêgo nos mesmos estabelecimentos e é por isso que deve levar-se em consideração êste factor no exame de uma eventual aplicação do gás assim produzido no campo automobilístico.

O metâno pode ser também utilizado como combustível e como carburante na indústria química para a produção do alcool etílico, do negro de fumo, e da gasolina sintética. Parece que o destino do metâno à indústria química não é econòmicamente conveniente.

Notícias recentes de carácter oficial, confirmam que os omnibus que circulam funcionando com metâno atingem actualmente a cifra de 845 aos quais devemos acrescentar cêrca de 400 camiões e numerosos auto-veículos.

Os transportes a distância que antes se efectuavam com os mesmos recipientes de gás colocados sôbre os auto-veículos tem sido objecto de estudos, sobretudo nêstes últimos anos; é natural que do preço dêste transporte dependa quási exclusivamente a determinação do limite prático conveniente, sôbre o uso do referido gás.

Para ampliar êste limite foram tomados em consideração três sistemas dos quais, como anunciaram no Congresso de Bolonha, um está em função, e os demais terão sua aplicação durante êste ano.

O primeiro está baseado sôbre a utilização de especiais auto-camiões compostos de veículo motor e reboque, dotados de grandes recipientes semi-fixos. Nêsses recipientes o gás é introduzido comprimido a 150 atmosferas, ponto onde se regista a maior compressão; dêstes recipientes o gás passa para grandes cisternas, que funcionam como estações de abastecimento.

Os outros sistemas consistem no transporte do gás por meio de condutas, e dentro em breve será construído um com 60 quilómetros de comprimento e o de liquefacção.

O sistema de condutas de gás, constituindo uma instalação fixa, exige uma grande segurança sôbre a capacidade dos mananciais; sob esta condição, é sem dúvida o melhor meio de transporte.

O transporte do gás liquefeito pode ser mais conveniente do que o do gás comprimido, se eliminados os perigos inherentes ao mesmo a despesa de liquefacção vem a ser compensada pela maior quantidade de transporte.

Como se vê, o problema do metâno não foi resolvido integralmente. Não há dúvida porém, que nada será descuidado para se chegar a uma integral e mais racional utilização dêste produto.

(Da Legação de Itália)

NOTAS BIBLIOGRÁFICAS

Élasticité et Photoélasticimétrie

H. Le BOITEUX et R. BOUSSARD

Hermann & Cie., Éditions — 1940 — 180 frs.

Os métodos da fotoelasticidade tiveram de início aplicação ao cálculo das obras de arte, especialmente das pontes. Ficou como exemplo célebre o cálculo da ponte «de la Balme», feito por Mesnager.

Mas os serviços que a fotoelasticimetria prestou e continua a prestar a êsse ramo da engenharia, depressa se estenderam também a vários domínios da indústria mecânica. De facto, ela permite o cálculo exacto, freqüentemente tão dificultoso pelos métodos habituais da resistência de matérias, dos mais variados orgãos de máquinas. O campo de aplicações possíveis neste sentido tem sido especialmente bem compreendido em Inglaterra e na América. Alguma coisa se começa também a fazer em França.

É verdadeiramente notável pois a colaboração que neste capítulo da física, o da birrefringência por deformação elástica, se tem estabelecido entre a ciência e a técnica.

Mas a bibliografia de que, quer o engenheiro, quer o físico, até agora dispõe, no que respeita à fotoelasticidade, se bem que seja já volumosa, consta sobretudo de artigos isolados e relatos de trabalhos práticos, dispersos por grande quantidade de revistas científicas. Exposição completa só se encontrava, até há pouco, na obra de Coker e Filon. Para uso dos engenheiros havia o manual de Filon.

Na língua francesa, a lacuna foi agora preenchida por êste livro de Le Boiteux e Boussard, cuja publicação é feita sob a égide do «Centre National de la Recherche Scientifique», e que um prefácio do Prof. Langevin apadrinha.

Os autores tiveram a preocupação de evitar que, para a completa apreensão dos métodos fotoelasticimétricos, o leitor tivesse de ir procurar às obras de física teórica os resultados, tanto do domínio da teoria da elasticidade como da ótica dos meios anisótropos, utilizáveis neste novo campo. Por isso, das 350 páginas do livro, cêrca de metade é dedicada àqueles dois ramos científicos. Depois disso, expõem um desenvolvimento completo sôbre a parte experimental e descrevem a forma de utilizar os resultados obtidos no laboratório para o cálculo completo das tensões. Finalmente expõem duma maneira sucinta os mais recentes desenvolvimentos dados à fotoelasticidade.

Êste livro está certamente destinado a uma grande procura. Aos seus autores será indiscutivelmente reconhecido o mérito de terem produzido uma obra útil.

P. N.

Formulaire du batiment et des travaux publics

Par H. ANCELY

Librairie Polytéchnique — Ch. Béranger
Paris et Liège
241 pgs. — 25 Frs.

Formulaire de construction mécanique

Par R. FONTAINE

Librairie Polytéchnique — Ch. Béranger
Paris et Liège
286 pgs. — 25 Frs.

Nem por já serem abundantes as publicações desta natureza, têm estas duas obras menos interêsse para aqueles a que são destinados: engenheiros, arquitetos, condutores, desenhadores, montadores mecânicos, etc. Além dos elementos puramente técnicos, contêm elas dados relativos aos correios e telégrafos, e aos serviços bancários.

A-fim-de melhor se poder apreciar do seu conteúdo, vamos dar a designação dos seus vários capítulos:

Formulário da construção e dos trabalhos públicos:

I Correios e telégrafos. II — Bancos. III — Matemáticas. IV — Pesos e medidas. V — Movimentos de terras. VI — Fundações. VII — Esgôto de águas. VIII — Muros de suporte. IX — Alvenarias. X — Obras ligeiras. XI — Pavimentos. XII — Estruturas em elevação. XIII — Coberturas. XIV — Pinturas e vidrarias. XV — Estradas. XVI — Canalizações. XVII — Construção de abrigos contra bombardeamentos aéreos. XVIII — Generalidade.

Formulário de construção mecânica:

I — Correios e telégrafos. II — Bancos. III — Matemáticas. IV — Pesos e medidas. V — Resistência de materiais. VI — Emprêgo dos metais e dimensões do comércio. VII — Dados físicos. VIII — Trabalhos de oficina. IX — Forja e tratamento térmico. X — Elementos de ligação. XI — Órgãos diversos.

PUBLICAÇÕES RECEBIDAS

Publicações não periódicas

PORTUGAL

Comissão Executiva dos Centenários — Programa Oficial das Comemorações Nacionais — Ano de 1940 — Publicado pela Secção de Propaganda e Recepção.

Portugal — Oito Séculos de História — Secção de Propaganda e Recepção da Comissão Executiva dos Centenários.

O estudo experimental das linhas de influência das construções hiperstáticas planas — Pelo Eng. Francisco Sarmento Correia de Araújo — Separata da «Revista da Faculdade de Engenharia».

Publicações periódicas

PORTUGAL

AGROS — Maio a Dez. de 1939, N.os 3 a 6.

A ARQUITECTURA PORTUGUESA E CERÂMICA E EDIFICAÇÃO — Fev. de 1940, N.º 59.

BOLETIM DA COMISSÃO DA FISCALIZAÇÃO DAS OBRAS DE ABASTECIMENTO DAS ÁGUAS A LISBOA — N.º 15 de 1939 - 2.º semestre.

BOLETIM DA ORDEM DOS ENGENHEIROS — Fev. de 1940, N.º 38 - Mar. de 1940, N.º 39.

BOLETIM DA JUNTA NACIONAL DE CORTIÇA — Fev. de 1940, N.º 16.

BROTÉRIA — Mar. de 1940 — vol. XXX.

CLÍNICA, HIGIENE E HIDROLOGIA — Jan. de 1940, N.º 1 e Fev. de 1940, N.º 2.

ESTUDOS — REVISTA DE CULTURA E FORMAÇÃO CATÓLICA — Jan. e Fev. de 1940, N.os 183 e 184.

GAZETA DOS CAMINHOS DE FERRO — Mar. de 1940, N.os 1253 e 1254.

GAZETA DE MATEMÁTICA — Jan. de 1940, N.º 1.

GIL VICENTE — Nov. e Dez. de 1939 — Vol. XV, N.os 11 e 12.

INDÚSTRIA PORTUGUESA — Fev. de 1940, N.º 144.

NEPTUNO — Nov. e Dez. de 1940, N.os 158-159.

OCIDENTE — Mar. de 1940, N.º 23.

REVISTA DA FACULDADE DE ENGENHARIA — Fev. de 1940, N.º 1 — Vol. VI.

REVISTA DE ARTILHARIA — Nov.-Dez. de 1939, N.os 173-174.

SEARA NOVA — N.os 655, 656, 657, 658 de 1940.

ARGENTINA

INSTITUTO ARGENTINO DE RACIONALIZACION DE MATERIALES - INFORMACIONES — Dez. de 1939, Vol. III, N.º 12 — Jan. de 1940, Vol. IV, N.º 1.

CIENCIA Y TÉCNICA-REVISTA DEL CENTRO DE ESTUDIANTES DE INGENIERIA — Fev. de 1940 N.º 452.

BÉLGICA

BULLETIN DE L'ASSOCIATION INTERNATIONAL DU CONGRÈS DES CHEMINS DE FER — Fevereiro de 1940, Vol. XXII, N.º 2. — Março de 1940, Vol. XXII, N.º 3.

L'OSSATURE MÉTALLIQUE — Março. de 1940, N.º 3.

BRASIL

BOLETIM TÉCNICO DA SECRETARIA DE VIAÇÃO E OBRAS PÚBLICAS — Out. Nov. e Dez. de 1939, Vol. I.

REVISTA POLITÉCNICA — Nov., Dez., Jan. e Fev. de 1939 e 1940, N.º 133.

CIMENTO E CONCRETO — BOLETIM DE INFORMAÇÕES — ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND — N.os 34 e 35.

REVISTA MUNICIPAL DE ENGENHARIA — Nov, de 1939, N.º 6, Vol. VI.

CHILE

REVISTA DE CAMINOS — Dez. de 1939.

DINAMARCA

DANSK VEJTIDSSKRIFT — Out. de 1938, N.º 5.

FRANÇA

REVUE DU NICKEL — Nov. e Dez. de 1939, N.º 6.

LA TÉCHNIQUE SANITAIRE ET MUNICIPALE — Jan. e Fev. de 1940, N.os 1 e 2.

HUNGRIA

TECHNIKA — Fev. de 1940, N.º 2.

INGLATERRA

BRITAIN TO-DAY — Fev. e Março de 1940, N.os 21 e 22.

ITALIA

ANNALI DEI LAVORI PUBLICI — Jan. de 1940, A. XVIII — Fasc. n.º 1.

L'ELECTROTECNICA — Jan. de 1940, Vol. XXVII. Fev. de 1940, Vol. XXVII.

L'INGEGNERE — Fev. de 1940, Vol. XXVII, N.os 3 e 4.

VENEZUELA

REVISTA TÉCNICA — N.os 87 e 88 de 1939.

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA, DOS ALUNOS DO I. S. T.

DIRECTOR: MANUEL DUARTE GASPAR

ADMINISTRADOR: CARLOS KRUS ABECASIS

BIBLIOTECÁRIO: NUNO ABRANTES

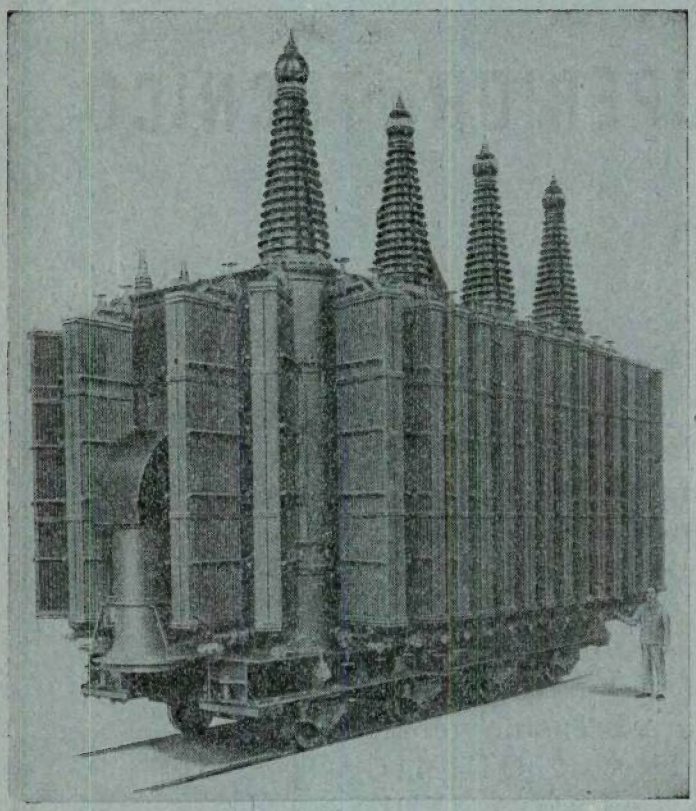
CORPO REDACTORIAL: SEBASTIÃO MURTEIRA, FRANCISCO MARQUES MAIA, VASCO MENDES DE SOUSA

Propriedade e Edição da A. E. I. S. T.

18820080

GENERAL ELECTRIC

Schenectady, N. Y.



Transformador trifásico Alsthom — 40.000 kVA, 228.700-8.800 volts

Motores e dínamos. Alternadores. Transformadores. Aparelhos para alta e baixa tensão. Centrais termo e hidroeléctricas. Electrificação de fábricas. Tracção eléctrica. Máquinas para soldadura eléctrica. Automotoras Diesel-Eléctricas. Turbinas de vapor. Máquinas frigoríficas. Aparelhos de iluminação. Instrumentos de medida. Comandos eléctricos especiais para fábricas téxteis, fábricas de papel, etc.

THOMSON
GENERAL ELECTRIC

Portuguesa, L.da

LISBOA
Rua do Norte, 5

Telef. 28135-28136

OFICINAS E LABORATÓRIOS

DO

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

As oficinas pedagógicas do Instituto Superior Técnico, de CARPINTARIA DE MOLDE, de INSTRUMENTOS DE PRECISÃO e de ELECTROTÉCNICA, fornecem todo o género de material escolar e de demonstração para o ensino técnico. Nos laboratórios de QUÍMICA ANALÍTICA, FÍSICA INDUSTRIAL E DE MINERALOGIA executam-se análises para o público

Para quaisquer informações, dirigir-se ao secretário da comissão executiva

EMPRÊSA DE SONDAGENS E FUNDAÇÕES, L.DA

COM

Eng. Ricardo E. Teixeira Duarte

(um quarto de século de especialização técnica)

Sondagens geológicas

—

Poços artezianos

—

Rebaixamentos do nível freático

—

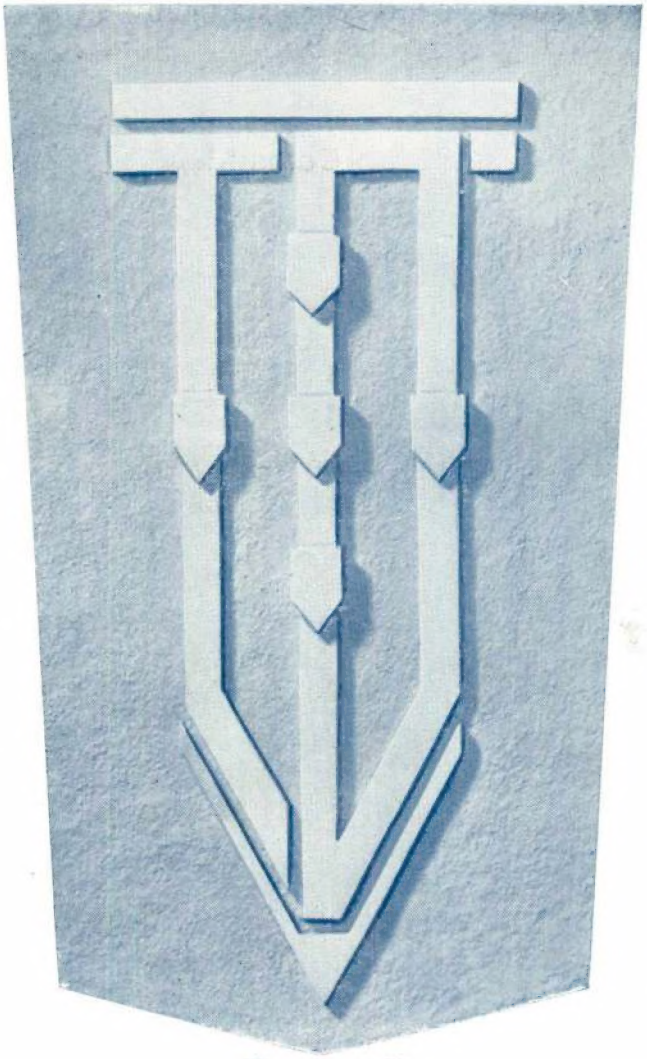
Consolidações do solo

—

Impermeabilização de rochas

—

Captações de água subterrânea



(Marca de garantia)

Fundações de todos os géneros

—

Alicerces económicos

—

Estacas de todos os tipos

—

Consolidação de más fundações

—

Obras hidráulicas

—

Obras subterrâneas

LISBOA — RUA AUGUSTA, 280, 3.º E 4.º

TELEFONE 2 3962

SOCIEDADE ANÓNIMA

BROWN, BOVERI & CIE.

BADEN (SUISSA)

Representante geral para Portugal e Colónias:

EDOUARD DALPHIN

Escritório Técnico: Rua de Passos Manuel, 191, 2.º // PORTO // Tel. 2411

Máquinas eléctricas, transformadores, mutadores, aparelhos para alta e baixa tensão. Montagem completa de centrais termo e hidro-eléctricas. Electrificação de fábricas e de caminho de ferro. Locomotivas, e auto-motoras eléctricas e Diessel-eléctricas. Máquinas de extracção. Turbinas a vapor. Geradores de vapor Velox. Máquinas frigoríficas. Grupos e transformadores para a soldadura pelo arco. Fornos eléctricos. Comandos eléctricos especiais para tôdas as máquinas utilizadas nas Fábricas de Fiação, Tecelagem, Acabamentos, Estamparia, Cimento, Moagem, etc.

Barragem do Ermal, da Companhia Electro-Hidráulica de Portugal, com 20 milhões de metros cúbicos de capacidade da albufeira. Na parte central, duas comportas automáticas, da casa construtora «Ateliers des Charmilles», de 9 × 5 metros, para a evacuação das cheias. Em baixo, a central automática de Guilhofrei (I) com uma turbina vertical tipo Kaplan (Ateliers des Charmilles) de 2750 cavalos e o canal de condução da água à central do Ermal (central II) com uma turbina vertical tipo Francis de 6250 cavalos (Ateliers des Charmilles) e duas horizontais (Escher-Wyss) de 500 e 1500 cavalos. Tôda a parte eléctrica (alternadores, transformadores, aparelhos de 2000 e 30000 Volts) da casa BROWN, BOVERI & Cie.